

**Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft**

**Technische Universität Darmstadt**



# **MITTEILUNGEN**

**Heft 154**

**2018**

**Jan-Gregor Dahlem**

**Zur gekoppelten morphologischen Simulation der Dynamik sandiger  
Küsten unter Strömungs- und Seegangseinfluss**





**Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft**  
**Technische Universität Darmstadt**



**Zur gekoppelten morphologischen Simulation der Dynamik  
sandiger Küsten unter Strömungs- und Seegangseinfluss**

Vom Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften  
der Technischen Universität Darmstadt

zur Erlangung des akademischen Grades  
eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte Dissertation von  
**Dipl.-Ing. Jan-Gregor Dahlem**  
aus Essen

1. Prüfer: Prof.em. Dr.-Ing. habil. U.C.E. Zanke
2. Prüfer: Prof. Dr.-Ing. Roberto Mayerle
3. Prüfer: Prof. Dr.-Ing. habil. B. Lehmann

Tag der Einreichung: 11. November 2016  
Tag der mündlichen Prüfung: 19. Januar 2017

Darmstadt 2018

D 17

Zugl.: Darmstadt, Techn. Univ., Diss., 2017

D17

Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
der Technischen Universität Darmstadt; Heft 154

Diese Mitteilungsreihe hat zwei Wurzeln:

- die **“Wasserbau-Mitteilungen”** (41 Hefte), begründet 1966 von Prof. Dr.-Ing. Friedrich Bassler, später fortgeführt von Prof. Dr.-Ing. Josef Mock,
- die **“Technischen Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik”** (54 Hefte), herausgegeben seit 1965 von Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Otto Kirschmer, später fortgeführt von Prof. Dr.-Ing. Ralph C. M. Schröder und Prof. Dr.-Ing. Manfred Ostrowski.

Mit dem Dienstantritt von Prof. Dr.-Ing. Ulrich Zanke als Nachfolger von Prof. Mock sind diese beiden Reihen zusammengeführt worden. Die zwei Fachgebiete des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft

- Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung
- Wasserbau und Hydraulik

dokumentieren damit auch nach außen ihre Zusammengehörigkeit. Die neue Nummerierung ergibt sich aus der Summe der Hefte beider Vorgängerreihen.

Die **“Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt”** erscheinen in unregelmäßiger Folge im Eigenverlag des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft. Ein Nachdruck, auch auszugsweise, ist nur mit Genehmigung des Geschäftsführenden Institutsdirektors gestattet.

(ISSN 1430-3434)

FG Ingenieurhydrologie  
u. Wasserbewirtschaftung  
Franziska-Braun-Straße 7  
64287 Darmstadt  
Tel.: 0 61 51/16 20860

FG Wasserbau und Hydraulik  
Franziska-Braun-Straße 7  
64287 Darmstadt  
Tel.: 0 61 51/16 21165

E-Mail: feldmann@ihwb.tu-darmstadt.de

E-Mail: wabau@wb.tu-darmstadt.de

Aktuelle Informationen über das Institut und seine Lehrangebote finden Sie im World Wide Web unter: <http://www.iww.tu-darmstadt.de>

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. habil. Boris Lehmann (Wasserbau und Hydraulik)  
Prof. Dr. habil. Britta Schmalz (Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung)

# Vorwort

Der überwiegende Teil der Menschheit siedelt an den Flüssen und Küsten der Erde. Die Gewässer werden in vielfältiger Weise genutzt, stellen aber zugleich auch eine Gefahr dar, wie Hochwasserereignisse und Sturmfluten immer wieder zeigen.

Bei Planungen an Gewässern zu Schutz und Nutzung spielt deren Veränderlichkeit eine herausragende Rolle. Daher sind Methoden von großer Bedeutung, mit denen sich die natürliche Gewässerentwicklung und die langfristigen Auswirkungen von Eingriffen auf diese abschätzen lassen.

Die morphologischen Prozesse sind rückgekoppelt mit den antreibenden Strömungen: Strömung verändert Gewässerform, geänderte Gewässerform verändert Strömung, geänderte Strömung verändert geänderte Gewässerform und so weiter. Die treibenden Kräfte kommen im Küstenbereich durch unterschiedliche Strömungen zustande. Dies sind insbesondere die Gezeitenströmungen, Strömungen infolge von Windschub auf die Wasseroberfläche und Strömungen aus Seegang. Somit greifen mehrere, miteinander rückgekoppelte Prozesse, ineinander, denn der Seegang verändert z.B. die Strömungen der Gezeiten und diese wiederum verändern den Seegang und die Strömung infolge Seegangs. Deren Ergebnis interagiert wiederum mit der Sohlenform.

Diese hochgradig nichtlinearen Prozesse sind mit dem menschlichen Denken nicht erfassbar, so dass als Planungshilfen nur Modelle eingesetzt werden können, die den beschriebenen Rückkopplungsprozess nachstellen.

Herr Dipl.-Ing. Gregor Dahlem hat sich mit seiner Dissertation zur Aufgabe gesetzt, systematische Studien zu verschiedenen Einflußgrößen auf die morphodynamische Gebietsentwicklung durchzuführen und die Ergebnisse im Hinblick auf ausgewählte Randbedingungen zu analysieren. Hierzu hat er zwei miteinander gekoppelte Modelle genutzt. Zum einen stand ihm das quasi3D-morphodynamisch-numerische Simulationssystem TIMOR3 (Zanke) zur Verfügung, das die Rückkopplung zwischen Strömung und Sedimentsohle berechnet. Für die Auswirkungen des Seegangs wurde des Weiteren das Modell WWM II (Roland) mit TIMOR3 gekoppelt. Diese Kopplung bestand zweiseitig: Die Strömungen aus TIMOR3 beeinflussten den Seegang und die seegangsbedingten Strömungen wiederum modulierten die Tideströmungen.

Hauptergebnis der Arbeit sind grundlegende Erkenntnisse über die Effekte des Seegangs im Zusammenwirken mit den Gezeitenströmungen auf die Ausprägung von Gebieten wie denen der ostfriesischen Insel- und Wattenküsten. Herr Dahlem konnte weiterhin zeigen, dass sich z.B. die Kornsortierung, ausgehend von einem durchmischten Anfangssediment, recht schnell einstellt und mit den Sohlenformen korrespondiert. Eine Modellierung zur Baggergutverdriftung schließlich leitete zur ingenieurpraktischen Anwendung über und zeigt, wie es möglich ist, derart komplexe Modellsysteme erfolgreich in Fragestellungen einzusetzen, die bislang nur sehr unsicher auf der Grundlage von eher spekulativen Abschätzungen möglich waren. So lassen sich Baggerkosten, die in der Vergangenheit auch in deutschen Tidegewässern durch unerkannte Kreisläufe der Sedimente enorme Ausmaße erreichten, wirtschaftlicher gestalten.

## Kurzfassung

Simulationen küstennaher Sedimenttransportprozesse helfen Ingenieuren, an der Küste gelegene Bauwerke zu bemessen und den Siedlungsraum Küste für dessen Bewohner sicher zu machen. So erfordern der Bau und der Unterhalt von Deichen, der Fahrrinnenunterhalt und der Fahrrinnenausbau sowie der allgemeine Küstenschutz allein in Deutschland jährlich mehrere hundert Millionen Euro. Dabei ist der Einfluss der Wellen auf den Sedimenttransportprozess gerade im Küstenbereich eine wichtige Größe. Wellenerzeugte Turbulenzen führen zu erheblich gesteigerten Suspensionskonzentrationen und somit auch zu steigenden Sedimenttransportraten. Durch gekoppelte numerische Verfahren für Strömung, Seegang und Morphodynamik kann dieser Prozess simuliert werden. Die Erfahrungen mit dieser vergleichsweise neuen Technik sind noch nicht ausreichend. Daher werden in der vorliegenden Arbeit die Güte sowie die Sensitivität der Simulationsergebnisse mit und ohne Berücksichtigung von Seegang untersucht und bewertet.

Zunächst werden die im natürlichen Küstenraum auftretenden Phänomene beschrieben. Dies geschieht für verschiedene Küstenformen mit sandigen Böden. Die auftretenden Prozesse werden im Weiteren, unterteilt nach Strömung, Welle und Sedimenttransport, dargestellt und der aktuelle Stand der Forschung vorgestellt. Unter anderem werden analytische und numerische Ansätze zur Beschreibung von Einzelprozessen sowie von Prozesssystemen aufgezeigt und erläutert. Weiterhin werden die Wechselwirkungen der Einzelprozesse analysiert.

Das Morphodynamikmodell TIMOR 3 und das spektrale Wellenmodell WWM II werden gekoppelt betrieben, um die oben beschriebene Dynamik des Küstenraumes simulieren zu können. Hierzu wird ein der ostfriesischen Nordseeküste mit ihren Barriereinseln nachempfundener Testfall entwickelt. Anhand des Testfalls werden Simulationen bei unterschiedlichen Wellen-, Tide- und Wasserstandsbedingungen bzw. mit unterschiedlichen Sandkörnungen durchgeführt. So wird der Einfluss einzelner Faktoren auf das Simulationsergebnis ermittelt.

Die Untersuchungen am Testfall zeigen die Abhängigkeit der morphodynamischen Ergebnisse von Wellen und im Besonderen von deren Angriffsrichtung. Bei geringen Fließtiefen von ca. 2 m sorgt der Seegang für eine weitere Vertiefung der durch die Strömung entstehenden Rinnen. Sind bei größeren Tidehuben die durch die Strömung erzeugten Erosionen höher und damit die Fließtiefen größer, wirken die Wellen ausgleichend auf das Bodenrelief. Das entstehende Rinnenprofil verläuft mit Welleneinfluss kontinuierlicher. Unter Seegangseinfluss sind die Rinnenstrukturen im Außenbereich weniger stark ausgebildet als ohne. Die erhöhten Sedimentfrachten bei Seegang – insbesondere der Suspensionstransport – außerhalb der Rinnen, wirkt hier ausgleichend. Im landseitigen Bereich der Inseln ist dieser Effekt durch die Abschattung schwächer ausgeprägt. Jedoch sind auch hier die Rinnen oder Rinnensysteme bei Welleneinfluss schwächer ausgebildet. Die in der Literatur oft genutzten Begriffe Küstenlängs- und Küstenquertransport sind für die in dieser Arbeit genutzten Simulationsmodelle nur eingeschränkt nutzbar. Es sind theoretische

Definitionen, die entwickelt wurden, als flächige Computermodelle noch nicht existierten. Zur vereinfachten Darstellung der Transportvorgänge wurden diese in küstenparallel und quer zur Küste verlaufende Anteile unterteilt.

Die Untersuchungen mit den gewählten Sieblinien liefern die erwarteten Ergebnisse. Grobes Sediment reagiert weit weniger auf den Seegang als Mittel- oder Feinsand.

Durch die Einfallsrichtung der einwirkenden Wellen wird insbesondere die Lage der Rinnen bestimmt. Die maximalen Tiefen werden nur gering beeinflusst. Bei aus Nordwesten kommenden Wellen verschiebt sich die Rinne im Seegatt nach Osten.

Neben dem Testfall wird in einer weiteren Untersuchung ein Teil des natürlichen Wattsystems der Ostfriesischen Inseln simuliert. Der Bereich zwischen den Inseln Juist und Wangerooge sowie dem Festland wird dazu im Modell zum Simulationsbeginn eingeebnet. Simuliert wird einmal mit dem eingeebneten und einmal mit dem ursprünglichen System. Der Vergleich der Ergebnisse zeigt, dass ein gekoppeltes Modellsystem in der Lage ist, die qualitative Entwicklung eines Küstengebietes vorherzusagen.

Ausgehend von dem eingeebneten Testfall wurde das Gebiet außerdem mit verschiedenen morphodynamischen Beschleunigungsfaktoren modelliert. Die Simulationen zeigen, dass auch bei der Verwendung eines großen Faktors von 350 die Ergebnisse nur sehr geringe Abweichungen gegenüber zehnfach kleineren Faktoren aufweisen.

Vervollständigt wird die Untersuchung durch die Anwendung der Simulation für einen natürlichen Küstenraum, wobei eine gemessene Topografie zugrunde gelegt wird. Die Bucht von Paranaguá in Brasilien dient hierfür als Simulationsgebiet. Ziel dieser Simulation ist die Optimierung der Baggerstrategie in der Zufahrt zur Bucht mit Hilfe der gekoppelten Modellierung. Zusätzlich wird der Einfluss eines Leitwerkes entlang der stark sedimentationsgefährdeten Fahrrinne in der Einfahrt zur Bucht untersucht. Für die Bucht von Paranaguá können gute Übereinstimmungen mit den natürlichen Tiefenverteilungen erzielt werden. Der Vergleich verschiedener Klappstellen liefert geeignete Ergebnisse zur Verbesserung der Baggerstrategie. Die Wahl der Klappstellen hat einen entscheidenden Einfluss auf die Sedimentationen in der Fahrrinne. Das in der Variantenuntersuchung entlang der Fahrrinne installierte Leitwerk liefert als Ergebnis stark verringerte Baggermengen.

## Abstract

Simulations of coastal sediment transport processes help engineers design coastal structures and secure coastal residential areas for inhabitants. The construction and maintenance of dikes, the maintenance and expansion of channels, and the general protection of the coast cost several hundred million euros annually - in Germany alone. The influence of waves on the sediment transport process, especially in coastal regions, is an important factor. Wave-induced turbulence leads to considerably increased suspension concentration and, thus, to increasing sediment transport rates. This process can be simulated via coupled numerical methods for flow, waves, and morphodynamics. Experience using this relatively new technique is not sufficient yet. Therefore, the quality and sensitivity of simulation results, with and without consideration of sea disturbance, are examined and evaluated in this paper.

First, the phenomena occurring in natural coastal regions are described. This is done for various coastlines with sandy soil. The occurring processes are described below, divided according to flow, wave, and sediment transport, and the current state of research is presented. Among other things, analytical and numerical approaches for the description of individual processes, as well as of process systems, are presented and explained. Furthermore, individual process interactions are analyzed.

The morphodynamic model TIMOR 3 and the spectral wave model WWM II are coupled in order to simulate the above described coastal region dynamics. For this purpose, a test case based on the East Frisian North Sea coast, with its barrier islands, is developed. On the basis of the test case, simulations are carried out at different wave, tide, and water level conditions or with different sand grains. The influence of individual factors on the simulation result is determined.

Test case studies show the dependence of the morphodynamic results on waves and, specifically, their direction of approach. With low flow depths of approximately 2 m, the swell provides for a further deepening of the channels as a result of the flow. If erosion generated by the flow is higher in the case of larger tidal ranges, and flow depths are greater, waves have a balancing effect on ground relief. The resulting channel profile is more balanced under the impact of waves. In the case of wave influence, the channel structures in the outer areas are less pronounced than without. Increased sediment load at sea – especially suspension transport – has a balancing effect outside the channels. Onshore, this effect is weaker due to shading. However, the channels or channel systems are also weaker here regarding wave influence. The terms „longitudinal and transverse coastal transport“, often used in literature, can only be applied to a limited extent for the simulation models used in this study. They are theoretical definitions that were developed when two-dimensional computer models did not exist. To simplify the presentation of transport processes, they were subdivided according to whether they ran parallel to a coast or transverse to a coast.

Tests using selected grading curves yield expected results. Coarse sediment reacts to the sea much less than medium or fine sand.

The location of the channels is determined, in particular, by the direction of arrival of the influencing waves. The maximum depths are only slightly impacted. For waves coming from the northwest, the channel in the gat shifts eastward.

In addition to the test case, a further study simulates part of the natural tidal systems of the East Frisian Islands. The area between the islands of Juist and Wangerooge, as well as the mainland, is leveled out in the model at the beginning of the simulation. One simulation using the leveled and one simulation using the original system are carried out. Comparison of the results shows that a coupled model system is able to predict the qualitative development of a coastal region.

Based on the leveled test case, the area was also modeled using different morphodynamic acceleration factors. The simulations demonstrate that, even when a large factor of 350 is used, the results show very small deviations compared to factors that are tenfold smaller.

The study is completed via the application of the simulation for a natural coastal region, using measured topography. For this purpose, Paranaguá Bay in Brazil serves as the simulation area. Optimization of the dredging strategy at the mouth of the bay, via the aid of coupled modeling, is the goal of this simulation. In addition, the influence of a training structure along the greatly sedimentation-endangered channel at the mouth of the bay is examined. For Paranaguá Bay, the results closely match the natural distribution of depths. Comparison of different dumping areas provides suitable results for dredging strategy improvement. Dumping area selection has a decisive influence on sedimentation in the channel. The training structure along the channel as a result of the variant analysis yields greatly reduced dredging volumes.



# Inhaltsverzeichnis

KURZFASSUNG .....	II
ABSTRACT .....	IV
INHALTSVERZEICHNIS .....	VI
ABBILDUNGSVERZEICHNIS .....	X
TABELLENVERZEICHNIS .....	XVII
SYMBOLVERZEICHNIS .....	XVIII
1. EINLEITUNG .....	1
1.1 Veranlassung .....	1
1.2 Zielsetzung und methodisches Vorgehen .....	2
2. PHÄNOMENOLOGIE SANDIGER KÜSTEN .....	3
2.1 Vorbemerkung .....	3
2.2 Merkmale sandiger Küsten .....	3
2.3 Riff- und Rinnensystem .....	6
2.4 Barrenbildung .....	7
2.5 Barriereinseln .....	9
2.6 Küstenlängstransport .....	11
2.7 Küstenquertransport (Vorstrandprofile) .....	14
3. PROZESSE AN SANDIGEN KÜSTEN .....	16
3.1 Strömungen .....	16

3.1.1	Tideinduzierte Strömungen.....	17
3.1.2	Windinduzierte Strömungen.....	18
3.1.3	Welleninduzierte Strömungen .....	19
3.1.4	Dichteinduzierte Strömungen .....	21
3.1.5	Wirkung der Corioliskraft auf Strömungen .....	23
<b>3.2</b>	<b>Wellen.....</b>	<b>24</b>
3.2.1	Wellenbildung.....	26
3.2.2	Wellenfortpflanzung .....	27
<b>3.3</b>	<b>Sedimenttransport.....</b>	<b>28</b>
3.3.1	Bewegungsbeginn durch Strömung.....	28
3.3.2	Bewegungsbeginn durch Wellen .....	30
3.3.3	Geschiebetransport .....	31
3.3.4	Suspensionstransport .....	32
3.3.5	Gesamttransport.....	35
<b>3.4</b>	<b>Wechselwirkungen von Teilprozessen.....</b>	<b>36</b>
3.4.1	Strömung – Sediment .....	36
3.4.2	Welle – Sediment.....	37
3.4.3	Sohle – Welle (Flachwassereffekte) .....	37
3.4.4	Welle – Strömung .....	40
<b>4.</b>	<b>MODELLTECHNISCHE ANWENDUNG.....</b>	<b>44</b>
<b>4.1</b>	<b>Grundlagen der Modellbildung .....</b>	<b>44</b>
4.1.1	Numerische Strömungsmodelle.....	44
4.1.2	Numerische Wellenmodelle.....	45
4.1.3	Numerische Sedimenttransportmodelle .....	47
4.1.4	Dimensionalität des Modells .....	48
4.1.5	Vergleich verschiedener Transportformeln .....	49
4.1.6	Morphodynamische Beschleunigung.....	51
4.1.7	Netzstruktur .....	52
<b>4.2</b>	<b>Das Projekt PROMORPH.....</b>	<b>53</b>

<b>4.3</b>	<b>Verwendete Modellsysteme .....</b>	<b>55</b>
4.3.1	TIMOR3 .....	55
4.3.2	WWMII .....	57
4.3.3	Kopplung .....	57
<b>4.4</b>	<b>Voruntersuchung zur Abschätzung des grundsätzlichen Einflusses von Wellenwirkungen mit einem schematischen Modell.....</b>	<b>58</b>
4.4.1	Vorbemerkungen .....	58
4.4.2	Aufbau des Testfalls .....	60
4.4.3	Ergebnisse der Testfallsimulationen .....	62
<b>4.5</b>	<b>Simulation der deutschen Nordseeküste .....</b>	<b>76</b>
4.5.1	Einleitung.....	76
4.5.2	Gebietsbeschreibung.....	77
4.5.3	Historische Entwicklung.....	78
4.5.4	Randbedingungen der Modellierung.....	82
4.5.5	Modellergebnisse.....	83
<b>4.6</b>	<b>Anwendungsbeispiel Paranaguá .....</b>	<b>87</b>
4.6.1	Gebietsbeschreibung.....	87
4.6.2	Randbedingungen .....	88
4.6.3	Vorgehensweise.....	89
4.6.4	Modellergebnisse.....	90
<b>5.</b>	<b>DISKUSSION DER ERGEBNISSE .....</b>	<b>92</b>
5.1	Testfall.....	92
5.2	Deutsche Nordseeküste .....	96
5.3	Paranaguá .....	97
<b>6.</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK.....</b>	<b>99</b>
<b>7.</b>	<b>LITERATURVERZEICHNIS .....</b>	<b>102</b>
<b>8.</b>	<b>ANHANG .....</b>	<b>108</b>

<b>8.1</b>	<b>Übersicht der Simulationsrandbedingungen des Testfalls .....</b>	<b>108</b>
<b>8.2</b>	<b>Anhang A: Verlauf der Tiefen- und Korngrößenverteilung im Testfall .....</b>	<b>109</b>

# Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Küstenbereiche nach dem Shore Protection Manual (1984)] .....	4
Abbildung 2: Profil einer Abrasionsküste [aus Müller-Motzfeld (1998)] .....	5
Abbildung 3: Küstenentwicklung nach Valentin [aus Ahnert (1996)] .....	6
Abbildung 4: Watt bei Norderney und Baltrum [aus Nationalpark Wattenmeer (2011)] .....	7
Abbildung 5: Morphologie vor- und rückschreitender Barriereinseln [aus Hayes (2005)] .....	10
Abbildung 6: Amphidromien in der Nordsee [Sager, 1963; abgerufen bei Wikipedia].....	12
Abbildung 7: Driftprozess am Strand .....	12
Abbildung 8: Anlandungs- und Erosionseffekte [Kohlhase (1983)] .....	13
Abbildung 9: Orbitalbahnen einer Welle nach lagrange (links) und nach eulerscher Betrachtung (rechts) [Abbildung aus Witting (2004)] .....	20
Abbildung 10: links: Foto einer Rippströmung [Website NOAA (2011)]; rechts: Schema von Rippströmungen [aus Oumeraci (2001)] .....	21
Abbildung 11: Isohalinen und sich aus Dichteunterschieden ergebende Strömung .....	22
Abbildung 12: Der Einfluss von Dichteunterschieden auf die Strömungsprofile während der Kenterung zur Flut (a), bei Flutstrom (b) und bei Ebbstrom (c) [aus Zanke (2002)] .....	22
Abbildung 13: Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien [nach B. Le Méhauté (1976)] .....	25
Abbildung 14: Nomogramm zur Wellenvorhersage [aus CERC (1984)].....	27
Abbildung 15: Rouse Profil für die Schwebstoffkonzentration [aus Zanke (2002)].....	34
Abbildung 16: Brechertypen [aus Führböter (1991)].....	40
Abbildung 17: Faktor für Streaming-Geschwindigkeit für den laminaren und turbulenten Fall nach Brøker (1985) [aus Deigaard und Fredsøe (1992)] .....	42
Abbildung 18: Brandungseffekte [aus CEM (2008)].....	43
Abbildung 19: Ergebniss eines Boussinesq-Modells [aus MIKE 21 Wave Modelling - Short Discription (2011)] .....	45
Abbildung 20: Sohlage der Westerschelde in [m] nach 200 a Simulation. (a) Ausgangstiefe ,(b) 2DH-Simulation , (c) 3D-Simulation, (d) 3D-Simulation mir unerodierbaren Schichten, (e) 1998 gemessene Sohlage [aus Roelvink (2012), nach Van der Wegen (2010)] .....	49

Abbildung 21: Vergleich von gemessenen ( $q_m$ ) und berechneten ( $q_p$ ) Transportraten [aus <i>Bayram et al.</i> (2001)], B= <i>Bijker</i> , EH= <i>Engelund und Hansen</i> , AW= <i>Ackers und White</i> , BI= <i>Bailard und Inman</i> , VR= <i>van Rijn</i> , W= <i>Watanabe</i> .....	51
Abbildung 22: Simulierte Sohlhöhen nach 10 Jahren unter Tide- und Welleneinfluss bei unterschiedlichen morphologischen Faktoren [aus <i>Zanke</i> (2008)] .....	52
Abbildung 23: Seegebiet um Taiwan mit Lage der Subnetze einer SWAN-Berechnung [nach <i>Hsu et al.</i> (2005)].....	53
Abbildung 24: Gebietsgrenzen DELFT3D und Telemac (aus <i>Mayerle, R. und Zielke, W.</i> , 2005) .....	54
Abbildung 25: Aufbau des Bodenmodells in TIMOR 3 [aus <i>Zanke</i> (2002)] .....	56
Abbildung 26: Schematischer Aufbau von TIMOR3 [aus <i>Zhou</i> (2011)].....	58
Abbildung 27: Tiefenverteilung im Testfall .....	60
Abbildung 28: Ausgangsbathymetrie im Schnitt quer zu Küste (Schnitt 1).....	60
Abbildung 29: Küstenparalleler Schnitt durch die Inseln im Ausgangszustand (Schnitt 2) .....	61
Abbildung 30: Geschwindigkeitsverteilung der maximalen Ebbströmung .....	61
Abbildung 31: Geschwindigkeitsverteilung der maximalen Flutströmung.....	61
Abbildung 32: Sieblinien der simulierten Körnungen .....	62
Abbildung 33: Vergleich der Tiefenverteilungen ohne Welleneinfluss (oben), mit Wellen aus 0° (Mitte) und Wellen aus 315° (unten) nach drei Jahren für Feinsand bei 2 m Tidehub und einem Ruhewasserpegel von 0 m .....	64
Abbildung 34: Schnitt quer (oben) und längs (unten) zur Küste. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Feinsand bei 2 m Tidehub und Ruhewasserpegel = 0 m .....	65
Abbildung 35: Vergleich der Tiefenverteilungen ohne Welleneinfluss (oben), mit Wellen aus 0° (Mitte) und Wellen aus 315° (unten) nach drei Jahren für Feinsand bei 4 m Tidehub und einem Ruhewasserpegel von 0 m .....	67
Abbildung 36: Schnitt quer (oben) und längs (unten) zur Küste. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Feinsand bei 4 m Tidehub und Ruhewasserpegel = 0 m .....	68
Abbildung 37: Vergleich der Tiefenverteilungen ohne Welleneinfluss (oben), mit Wellen aus 0° (Mitte) und Wellen aus 315° (unten) nach drei Jahren für Feinsand bei 2 m Tidehub und einem Ruhewasserpegel von 1 m .....	69
Abbildung 38: Schnitt längs (oben) und quer (unten) zur Küste. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Feinsand bei 2 m Tidehub und Ruhewasserpegel = 1 m .....	70

Abbildung 39: Schnitt quer zur Küste. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Kiessand bei 4 m Tidehub und Ruhewasserpegel = 1 m.....	71
Abbildung 40: Vergleich der mittleren Korngrößenverteilungen ohne Welleneinfluss (oben), mit Wellen aus 0° (Mitte) und Wellen aus 315° (unten) nach drei Jahren für Mittelsand bei 2 m Tidehub und einem Ruhewasserpegel von 0 m .....	73
Abbildung 41: Küstenquerprofil der mittleren Korngrößen. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Mittelsand bei 2 m Tidehub und Ruhewasserpegel = NN+0m .....	74
Abbildung 42: Küstenquerprofil der mittleren Korngrößen. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Mittelsand bei 4 m Tidehub und Ruhewasserpegel = NN+1 m .....	74
Abbildung 43: Tiefenverteilung zum Simulationsbeginn bei realen Verhältnissen (oben) und bei eingeebnetem Küstenabschnitt (unten).....	76
Abbildung 44: Tiefenverteilung (links) und Rechnetz (rechts) des Modellgebietes .....	78
Abbildung 45: Entwicklung von Juist und Norderney. Oben links: 1650, oben rechts: 1750, unten links: 1860, unten rechts: 1960 [aus <i>Homeier et al.</i> (2010)].....	79
Abbildung 46: Entwicklung von Norderney, Baltrum und Langeoog. Oben links: 1650, oben rechts: 1750, unten links: 1860, unten rechts: 1960 [aus <i>Homeier et al.</i> (2010)].....	81
Abbildung 47: Entwicklung von Spiekeroog und Wangerooge. Oben links: 1650, oben rechts: 1750, unten links: 1860, unten rechts: 1960 [aus <i>Homeier et al.</i> (2010)] .....	82
Abbildung 48: Ausgangs- (links) und Endzustand (rechts) der Simulationen für den Referenzfall (a), den Referenzfall mit Wellen (b), den eingeebneten Fall (c) und den eingeebnete Fall mit Wellen (d) .....	84
Abbildung 49: Berechnete Erosions- und Sedimentationsbereiche aus dem Projekt <i>AufMod</i> (2013) .....	85
Abbildung 50: Morphodynamischer Faktor 35, 3 Jahre Simulationszeit.....	86
Abbildung 51: Morphodynamischer Faktor 105, 3 Jahre Simulationszeit.....	86
Abbildung 52: Morphodynamischer Faktor 350, 3 Jahre Simulationszeit.....	86
Abbildung 53: Schematische Darstellung der Vorgänge im Untersuchungsgebiet [aus internen Unterlagen der Forschungsgruppe zum Nachhaltigen Umweltmanagement in brasilianischen Häfen] .....	88
Abbildung 54: Lage der untersuchten Klappstellen und des Leitwerks .....	89
Abbildung 55: Baggermengen in der Außenfahrrinne mit und ohne Leitwerk .....	90
Abbildung 56: Tiefendifferenz ohne und mit Leitwerk (blau = tiefer mit Leitwerk; .....	91

Abbildung 57: Profile der Tiefe und Korngröße längs der Küste nach 3 Jahren für Feinsand bei 2 m Tide und einem Ruhewasserpegel von 0 m .....	92
Abbildung 58: Profile der Tiefe und Korngröße längs der Küste nach 3 Jahren für Feinsand bei 4 m Tide und einem Ruhewasserpegel von 0 m .....	93
Abbildung 59: Küstenlängsprofile nach 3 Jahren für Mittelsand bei einem Ruhewasserpegel vom 0 m .....	94
Abbildung 60: Küstenlängsprofile nach 3 Jahren für Mittelsand bei einem Ruhewasserpegel von 1 m .....	94
Abbildung 61: Profile der Tiefe und Korngröße längs der Küste nach 3 Jahren für Kiessand bei 2 m Tide und einem Ruhewasserpegel von 0 m .....	95
Abbildung 62: Profile der Tiefe und Korngröße längs der Küste nach 3 Jahren für Kiessand bei 4 m Tide und einem Ruhewasserpegel von 0 m .....	96
Abbildung 63: Berechnete Korngrößenverteilung in der Zufahrt zur Bucht von Paranaguá und gemessene Werte .....	97
Abbildung 64: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 65: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 66: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 67: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 68: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 69: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m .....	110



Abbildung 70: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m .....	110
Abbildung 71: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m .....	110
Abbildung 72: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m .....	110
Abbildung 73: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m .....	110
Abbildung 74: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m .....	110
Abbildung 75: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m .....	110
Abbildung 76: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 77: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 78: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 79: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m .....	110
Abbildung 80: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m .....	110

Abbildung 81: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m.....	110
Abbildung 82: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 83: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 84: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 85: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 86: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 87: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 88: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m.....	110
Abbildung 89: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m.....	110
Abbildung 90: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m.....	110
Abbildung 91: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m.....	110

Abbildung 92: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m.....	110
Abbildung 93: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m.....	110
Abbildung 94: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 95: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 96: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 97: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 98: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m.....	110
Abbildung 99: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechst) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m.....	110

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Klassifizierung von Barren [nach <i>Greenwood</i> und <i>Davidson-Arnott</i> (1979)] .....	8
Tabelle 2: Übersicht einiger Wellenmodelle.....	46
Tabelle 3: Übersicht über verschiedene Sedimenttransportmodelle .....	47
Tabelle 4: Modellsysteme zur Sedimenttransportberechnung unter Welleneinfluss .....	50
Tabelle 5: Simulationsszenarien im Modell der Nordseeküste .....	77

## Symbolverzeichnis

A	[-]	Profilgleichgewichtsparameter nach <i>Dean</i>
a	[-]	Abnahmeparameter der Konzentrationsverteilung
a <sub>Orb</sub>	[m]	Amplitude der sohnahen Orbitalbewegung
B	[m]	Breite
B*	[-]	Barren-Parameter nach <i>Short</i> und <i>Aagaard</i>
C	[-]	Integrationskonstante des logarithmischen Geschwindigkeitsprofils
C <sub>a</sub>	[-]	Referenzkonzentration nach <i>Rouse</i>
C <sub>b</sub>	[m <sup>2</sup> s <sup>-3</sup> ]	Bodenreibungskoeffizient
C' <sub>Chezy</sub>	[-]	Chezy-Koeffizient der Kornrauheit
C <sub>ds</sub>	[-]	Miles-Parameter = 2,36 · 10 <sup>-5</sup>
C <sub>nl4</sub>	[-]	Konstante der Quadruplet-Interaktion
C <sub>v</sub>	[-]	Volumenkonzentration
C <sub>y</sub>	[-]	Vertikale Konzentrationsverteilung
C <sub>A</sub>	[-]	Einfluss der Adhäsion
c	[m/s]	Wellengeschwindigkeit
C <sub>b</sub>	[-]	Bodennahe Referenzkonzentration nach <i>Raudkivi</i> und <i>Detters</i>
C <sub>g</sub>	[m/s]	Gruppengeschwindigkeit der Wellen
C <sub>sed</sub>	[m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup> ]	Sedimentkonzentration
C <sub>x</sub>	[m/s]	Wellengeschwindigkeit in X-Richtung
C <sub>y</sub>	[m/s]	Wellengeschwindigkeit in Y-Richtung
C <sub>0</sub>	[m/s]	Wellengeschwindigkeit im Tiefwasser
D <sub>tot</sub>	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Gesamtenergiedissipation pro m
D	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Energiedissipation pro m
D*	[-]	Dimensionsloser Korngrößenparameter
d	[m]	Korndurchmesser
d <sub>c</sub>	[m]	Kritischer Korndurchmesser
d <sub>gr</sub>	[m]	Grenzkorndurchmesser

$d_m$	[m]	Maßgeblicher Korndurchmesser nach <i>Meyer-Peter</i> und <i>Müller</i>
$d_{50}$	[m]	Mittlerer Korndurchmesser
$E$	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Wellenenergie pro m
$E_{(\delta,\Theta)}$	[Js/m <sup>2</sup> ]	Energiedichte des Spektrums
$F$	[-]	Formfaktor nach <i>van Rijn</i>
$F_{cor,x}$	[kg*m/s <sup>2</sup> ]	Horizontaler Anteil der Corioliskraft
$F_L$	[N]	Auftriebskraft (Lift)
$F_G$	[N]	Gewichtskraft des Sedimentkorns
$F_S$	[N]	Strömungswiderstandskraft
$F_m$	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Energiefluss einer Welle pro m
$f$	[1/s]	Frequenz
$f_P$	[1/s]	Peakfrequenz
$g$	[m/s <sup>2</sup> ]	Erdbeschleunigung = 9,81 m/s <sup>2</sup>
$H$	[m]	Wellenhöhe
$H_0$	[m]	Wellenhöhe im Tiefwasser
$H_b$	[m]	Brecherhöhe
$H_{rms}$	[m]	Quadratische mittlere Wellenhöhe
$H_s$	[m]	Signifikante Wellenhöhe
$h$	[m]	Wassertiefe
$h_c$	[m]	Kritische Wassertiefe
$h_b$	[m]	Brechertiefe
$l_c$	[-]	Kritisches Gefälle
$J$	[-]	Triad Wechselwirkungskoeffizient nach <i>Booij</i>
$K$	[-]	Faktor nach CEM für den Küstenlängstransport
$k$	[1/m]	Wellenzahl
<b><math>k</math></b>	[1/m]	Vektor der Wellenzahl
$k_a$	[-]	von Karman-Konstante
$k_R$	[-]	Refraktionskoeffizient
$k_s$	[-]	Shoalingkoeffizient

$k_s$	[m]	Rauheitshöhe
$k_s^+$	[-]	Dimensionslose Rauheitshöhe
$L$	[m]	Wellenlänge
$M$	[kg]	Masse
$m$	[-]	Strandneigung
$m_G$	[kg/(m s)]	Geschiebetrieb als Masse pro Zeit und Breite
$n$	[-]	Porosität
$P$	[1/m]	Profilparameter nach <i>Kraus</i> und <i>Larsson</i>
$P_{dyn}$	[N/m <sup>2</sup> ]	Hydrostatischer Druck
$P_{stat}$	[N/m <sup>2</sup> ]	Dynamischer Druck
$P_{yt}$	[-]	Wahrscheinlichkeit, dass die oberen Körner nicht innerhalb der zähen Grenzschicht liegen
$Q_b$	[-]	Anteil der brechenden Wellen
$Q_y$	[m <sup>3</sup> /s]	Küstenlängstransport
$q_G$	[m <sup>3</sup> /m/s]	Geschiebetransportrate
$q_s$	[m <sup>3</sup> /m/s]	Sedimenttransportrate
$R$	[-]	Bewegungsrisiko der Körner
$Re_d^*$	[-]	Reynolds-Zahl des Kornes
$R_{(kpd)}$	[-]	Flachwassereinfluss bei der Quadruplet-Interaktion
$r$	[m]	Bodenrauigkeit
<b>S</b>	[kg/s]	Tensor des Wellenimpulsflusses pro m
$S_J$	[m <sup>2</sup> s]	JONSWAP-Spektrum
$S_{nl3}(\delta, \Theta)$	[J/m <sup>2</sup> ]	Änderung der Impulsdichte durch Triad-Interaktion
$S_{nl4}(\delta, \Theta)$	[J/m <sup>2</sup> ]	Änderung der Impulsdichte durch Quadruplet-Interaktion
$S_{nl4}^*(\delta, \Theta)$	[J/m <sup>2</sup> ]	Impulstransport zum ersten Quadruplet
$S_{nl4}^{**}(\delta, \Theta)$	[J/m <sup>2</sup> ]	Impulstransport zum zweiten Quadruplet
$S_P$	[m <sup>2</sup> s]	Tiefwasserspektrum nach <i>Phillips</i>
$S_{PM}$	[m <sup>2</sup> s]	Wellenspektrum nach <i>Pierson-Moskowitz</i>
$S_{tot}$	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Quellen- und Senkenterm der Wellenenergiegleichung
$S_{in}$	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Energieeintrag aus Wind (Wellenenergiegleichung)

$S_{ds}$	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Energiedissipation durch Schaumkronen
$S_{br}$	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Energiedissipation durch Wellenbrechen
$S_{bf}$	[kg*m/s <sup>3</sup> ]	Energiedissipation durch Sohlreibung
$s$	[m]	Dicke der bewegten Sedimentschicht
$\bar{s}$	[-]	Mittlere Wellensteilheit
$\bar{s}_{PM}$	[-]	Mittlere Wellensteilheit nach <i>Pierson-Moskowitz</i>
$T$	[s]	Wellenperiode
$T_m / T_{m01}$	[s]	Mittlere Wellenperiode
$t$	[s]	Zeit
$U$	[m]	Windgeschwindigkeit
$U_{10}$	[m/s]	Windgeschwindigkeit in 10 m über dem Wasserspiegel
$U_r$	[-]	Ursell-Parameter
$U_{rms}^2$	[m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> ]	Mittelwert der Orbutalgeschwindigkeit
$u$	[m/s]	Geschwindigkeit
$u_m$	[m/s]	Mittlere Fließgeschwindigkeit
$u_{m,h}$	[m/s]	Mittlere horizontale Orbitalgeschwindigkeit
$u_s$	[m/s]	Strömungskomponente aus Streaming
$u^*$	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit
$u_{s,m}$	[m/s]	Mittlere Geschwindigkeit der bewegten Sedimentschicht
$u_{s,max}$	[m/s]	Maximale horizontale Orbitalgeschwindigkeit
$u_{s,\delta}$	[m/s]	Strömungsanteil aus Streaming
$u_{Stokes}$	[m/s]	Stokes-Drift
$u_x$	[m/s]	Geschwindigkeit in X-Richtung
$u_y$	[m/s]	Geschwindigkeit in Y-Richtung
$v$	[m/s]	Vertikale Orbitalgeschwindigkeit
$v_c$	[m/s]	Kritische Geschwindigkeit
$v_{10}$	[m/s]	Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe
$v^*$	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit
$w_s$	[m/s]	Sinkgeschwindigkeit des Sediments



$w_{s,r}$	[m/s]	Sinkgeschwindigkeit bei $d=0,25$ mm
$x_s$	[m]	Abstand zur Küstenlinie
$y_D$	[m]	Abstand des Angriffspunktes der resultierenden Kraft am Korn von der Wand
$z$	[m]	Vertikale Koordinate
$z_0$	[-]	Rauheitsparameter nach <i>Toba</i> und <i>Kunishi</i>
$\alpha$	[-]	Kalibrierungsparameter (Geschiebetransport nach <i>van Rijn</i> )
$\alpha_i$	[-]	Verhältnis, der an der Quadruplet-Interaktion beteiligten Komponenten
$\alpha_{BJ}$	[-]	Battjes-Janssen-Parameter
$\alpha_{EB}$	[-]	Eldeberky-Battjes-Parameter
$\alpha_H$	[-]	Faktor in Hjulström-Formel nach Zanke
$\alpha_P$	[-]	Phillips-Konstante
$\beta$	[°]	Strandneigung
$\beta_{DTA}$	[°]	Phasenwinkel (Discrete-Triad-Approximation)
$\Gamma$	[-]	Dämpfungsfaktor
$\gamma$	[-]	Brecherindex
$\gamma_J$	[-]	Peaküberhöhungsfaktor (JONSWAP)
$\gamma_K$	[-]	Kopplungskoeffizient zw. Wind- und Wellengeschw.
$\gamma_{10}$	[-]	Koeffizient in der Schubspannungsberechnung
$\eta$	[m]	Wasserspiegelauslenkung
$\eta_c$	[m]	Wasserspiegelauslenkung am Wellenberg
$\eta_t$	[m]	Wasserspiegelauslenkung im Wellental
$\eta_s$	[m]	Brandungsstau
$\eta_m$	[kg/m/s]	Dynamische Viskosität der Suspension
$\Theta$	[°]	Wellenrichtung
$\Theta_0$	[°]	Wellenrichtung im Tiefwasser
$\Theta_b$	[°]	Wellenrichtung beim Brechen
$\lambda$	[-]	Konzentrationsparameter

$\nu$	[m <sup>2</sup> /s]	Kinematische Viskosität
$\nu_L$	[m <sup>2</sup> /s]	Kinematische Viskosität der Luft
$\xi$	[-]	Brecherkennzahl
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Wassers
$\rho_F$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Feststoffs
$\rho_L$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte der Luft
$\rho'$	[-]	Relative Dichte des Sediments (unter Auftrieb)
$\delta$	[s <sup>-1</sup> ]	Wellenfrequenz
$\delta_a$	[-]	Formparameter zur Beschreibung der vorderen Peakbreite (JONSWAP)
$\delta_b$	[-]	Formparameter zur Beschreibung der hinteren Peakbreite (JONSWAP)
$\delta_c^*$	[-]	Kritische dimensionslose Schubspannung
$\tau_0$	[N/m <sup>2</sup> ]	Windgenerierte Schubspannung an der Wasseroberfläche
$\tau_b$	[N/m <sup>2</sup> ]	Sohlschubspannung
$\tau_c$	[N/m <sup>2</sup> ]	Kritische Schubspannung
$\tau^*$	[-]	Dimensionslose Schubspannung (Shields-Parameter)
$\tau_c^*$	[-]	Kritische dimensionslose Schubspannung (kritischer Shields-Parameter)
$\tau_s$	[N/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung durch Strömung
$\tau_w$	[N/m <sup>2</sup> ]	Schubspannung durch Wellen
$\Psi$	[°]	Breitengrad auf der Erde
$\Omega$	[-]	Dean-Parameter
$\omega$	[s <sup>-1</sup> ]	Winkelgeschwindigkeit

# 1. Einleitung

## 1.1 Veranlassung

Die Veränderung der Küsten ist ein natürlicher Prozess, welcher einen großen Einfluss auf die küstennah lebenden und arbeitenden Menschen hat. Mehr als 45 Prozent der Weltbevölkerung leben in Küstenregionen. Hier befinden sich laut *World Ocean Review 2010* 75 Prozent der Megastädte (> 10 Millionen Einwohner). Nicht zuletzt deshalb greift der Mensch in den natürlichen Prozess ein und versucht, ihn zu steuern. Der Küstenschutz zur Verhinderung von Überschwemmungen ist in diesem Kontext genauso von Bedeutung wie es die Herstellung und Sicherung der Schifffahrtstiefen in Ästuaren und Flüssen zur Sicherung und Stärkung des Handels sowie die Nutzung der Küsten zu touristischen Zwecken sind. Zu den Maßnahmen zählen z.B. Uferbefestigungen, der Bau von Längs- und Querwerken oder Baggerungen und Aufspülungen. Da all jene Maßnahmen mit einem erheblichen Kapitaleinsatz verbunden sind, ist es nicht nur wissenschaftlich aufschlussreich, sondern auch von besonderem wirtschaftlichem Interesse, die Prozesse der Hydrodynamik und Küstenmorphologie zu simulieren, um so die Eingriffe in die natürlichen Vorgänge an den Küsten optimieren zu können. Hierzu gibt es neben den physikalischen Modellversuchen, welche schon seit Ende des 19. Jahrhunderts für strömungsmechanische Untersuchungen verwendet werden, die numerischen Computermodelle. Durch die steigenden Rechenkapazitäten ist es möglich, immer komplexere Prozesse, höhere Auflösungen oder längere Zeitreihen zu simulieren. Die Vorhersage der morphologischen Änderungen eines Gebietes kann seit einigen Jahren unter Einbeziehung des Welleneinflusses simuliert werden. Seegang ist eine der maßgeblichen Bemessungsgrößen für Ingenieurbauwerke wie Deiche oder Offshore-Windkraftanlagen. Auch für die Schifffahrt ist der Seegang, sowohl beim Schiffbau als auch bei der Routenwahl, ein ausschlaggebender Faktor. Eine besondere Bedeutung bei der Simulation kommt der räumlichen Auflösung eines Gebietes zu. Um die auftretenden Prozesse adäquat abbilden zu können, ist lokal ggf. eine hohe Auflösung notwendig, die aber mit langer Rechenzeit verbunden ist. Mit strukturierten Rechennetzen, die oft aus rechteckigen Elementen bestehen, sind eine lokale Verfeinerung und eine Anpassung des Netzes an natürliche Küstenverläufe nicht effizient durchführbar. Entweder müssen auch weniger wichtige Bereiche hoch aufgelöst mitberechnet werden, oder es sind lokal höher aufgelöste Netze in das Hauptnetz zu integrieren (Nesting). Beides führt zu erhöhtem Rechenaufwand. Eine regional hohe Auflösung, wie auch eine gute Anpassung an unregelmäßige Küstenverläufe, sind mit unstrukturierten Dreiecksnetzen, wie sie z.B. in den Modellen WWM II (Roland, 2009) und TIMOR 3 (Zanke, 2002) verwendet werden, möglich. Außerdem können beide Modelle auf demselben Netz rechnen, was eine einfache und effiziente Kopplung ermöglicht. Zanke und Roland koppelten das morphodynamische Modell TIMOR 3 mit dem spektralen Wellenmodell WWM II. In dieser Arbeit wird die Anwendbarkeit des gekoppelten Modells zur Vorhersage der morphologischen Veränderungen im Küstenraum analysiert und dargestellt. Dabei wird im Besonderen auf die für die Simulation notwendigen Annahmen bei den Randbedingungen eingegangen. Die Sensitivität von Modellergebnissen in Bezug auf unterschiedliche Randbedingungen ist komplex und die Abhängigkeiten sind oft nicht ersichtlich.

## 1.2 Zielsetzung und methodisches Vorgehen

Diese Arbeit trägt dazu bei, das Prozessverständnis bezüglich gekoppelter Wellen- und Morphodynamik-Modelle zu verbessern und deren Ergebnisse zu evaluieren. Der Bedarf nach solchen Modellen ist groß. Gleichzeitig aber sind die simulierten Prozesse hochkomplex. Die Anzahl der in gegenseitiger Wechselwirkung stehenden Einzelprozesse ist beträchtlich und die Sensitivität des Gesamtergebnisses gegenüber einzelnen Parametern nicht immer offensichtlich. Die Nutzung und vor allem die kritische Interpretation der Modellergebnisse sollten daher erfahrenen Ingenieuren vorbehalten bleiben. In einer Untersuchung von *Bormann et al.* (2011) zeigte sich die starke Abhängigkeit wasserwirtschaftlicher Simulationsergebnisse von dem verantwortlichen Modellierer. Die Simulationsergebnisse verbesserten sich signifikant, nachdem verschiedene Modellierer eine Geländebegehung des Untersuchungsgebietes unternommen hatten und ihre Modelle entsprechend anpassten. Die Verbesserung der Modellergebnisse nach der Geländebegehung war sogar größer als nach der Bereitstellung zusätzlicher Daten über das Modellgebiet.

In dieser Arbeit werden zunächst die an sandigen Küsten auftretenden Phänomene dargestellt. Dies sind im Wesentlichen die Riff- und Rinnensysteme, die Barriereinseln, wie sie auch an der deutschen Nordseeküste vorkommen, und die Barrenbildung. Anschließend werden die maßgeblichen Teilprozesse, die zu den oben genannten Phänomenen führen, vorgestellt. Eingegangen wird auf die verschiedenen Arten der Strömung, den Seegang und den Sedimenttransport. Diese Teilprozesse werden in Bezug auf die an den Küsten auftretenden Phänomene beschrieben und die Möglichkeiten, sie in numerischen Modellen abzubilden, aufgezeigt. Hierbei beschränkt sich die Arbeit auf die hydraulischen Vorgänge. Der äolische Sedimenttransport wird nicht behandelt. Die beiden Modellsysteme Timor 3 (TidalMorphodynamics 3) und WWM II (WindWaveModel II) werden erläutert und ihre Kopplung beschrieben.

Der Einfluss der Einzelprozesse wird in einem theoretischen Testfall analysiert und die Anwendbarkeit der numerischen Modelle in Untersuchungen realer Gebiete, namentlich der ostfriesischen Küste und der Bucht von Paranaguá, gezeigt. In dem Testfall werden in vielen Vergleichsrechnungen die Ergebnisanteile der Randbedingungen Tidehub, Wellenrichtung, Wellenhöhe und Meeresspiegelniveau ermittelt.

Die Simulation der ostfriesischen Küste zeigt die Übertragbarkeit der Testfallergebnisse auf ein reales Küstensystem. Für die ostfriesische Küste wird untersucht, ob sich ein künstlich eingeebnetes Gebiet wieder naturähnlich entwickelt.

Durch die vielfältigen Simulationen, sowohl realer als auch künstlicher Gebiete, zeigt diese Arbeit systematisiert die Einflüsse einzelner Teilprozesse, wie z.B. der Wellen, auf ein Gesamtsimulationsergebnis auf. Somit wird das Prozessverständnis bezüglich gekoppelter Simulationen verbessert.

## **2. Phänomenologie sandiger Küsten**

### **2.1 Vorbemerkung**

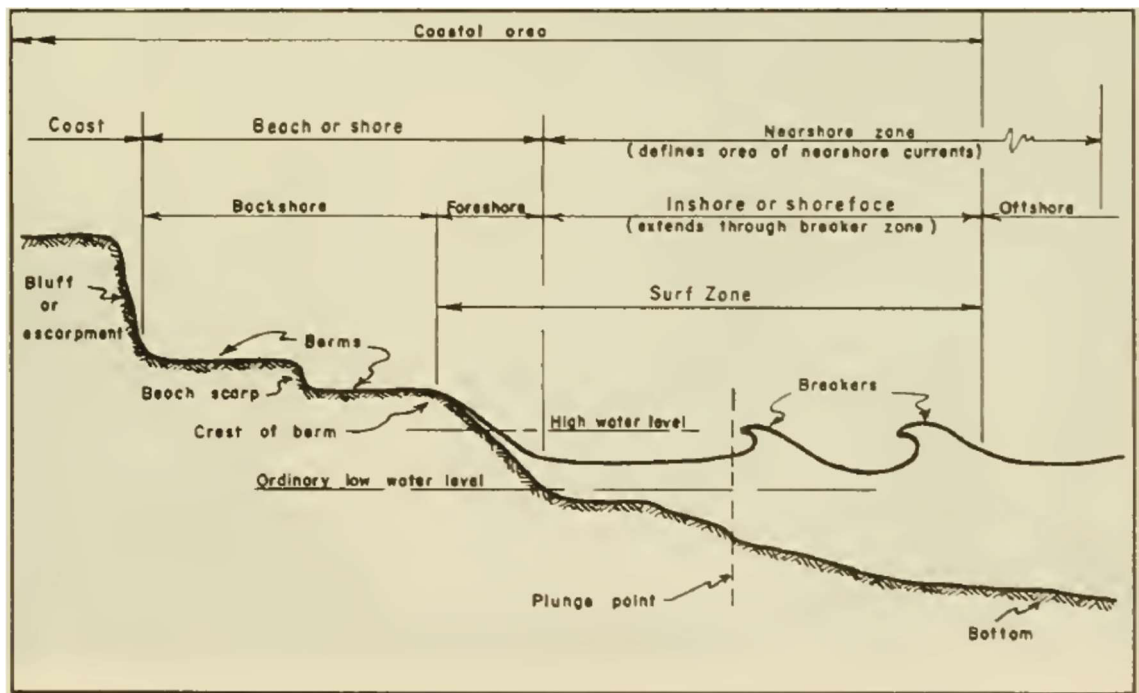
Küsten sind der Übergangsbereich zwischen den Ozeanen und Randmeeren zu den Landflächen. In diesem Bereich herrscht eine starke Wechselwirkung: Die Strömungen an der Küste sind beeinflusst vom Land, welches seinerseits durch den Sedimenttransport im Wasser verändert wird. Gleichzeitig werden die Küstenbereiche vom Menschen stark beeinflusst. An verschiedenen Küsten sind unterschiedliche Phänomene zu beobachten. Je nach vorhandenem Bodenmaterial, Struktur des Reliefs, vorherrschenden Strömungen und Wellenexposition resultieren verschiedenartige Strömungs- und Sedimentbewegungen im Küstenbereich.

Da mit den in dieser Arbeit beschriebenen numerischen Modellen nur die morphologische Entwicklung sandiger bzw. kiesiger Küsten simuliert werden kann, wird auf andere Küstenformen, wie z. B. Felsküsten, im Weiteren nicht näher eingegangen.

### **2.2 Merkmale sandiger Küsten**

Die Beschreibung von Küsten kann anhand verschiedener Parameter und Kriterien erfolgen. Eine Möglichkeit ist die Einteilung nach dem Tidehub. So werden mikro-, meso- und makrotidale Küsten unterschieden. Mikrotidale Küsten haben einen Tidehub bis 2 m, mesotidale 2 – 4 m und makrotidale Küsten von über 4 m. Die deutsche Nordseeküste im Bereich der ostfriesischen Inseln ist überwiegend mesotidal geprägt (*Coastal Futures 17*, 2007).

Eine Beschreibung der Küste kann auch anhand ihres Längs- bzw. Querprofils vorgenommen werden. Nach DIN 4049 oder dem Shore Protection Manual (Abbildung 1) erfolgt eine Einteilung in Bereiche entlang des Querprofils. Der Küstenbereich beginnt mit dem Übergangsbereich, in dem die Wellen erstmals Grundberührung haben. Daran anschließend erstreckt sich die Brandungszone, an deren äußerem Rand die Wellen brechen. In der Brandungszone sind aufgrund der großen Turbulenz hohe Suspensionskonzentrationen vorhanden. Landseitig schließt an die Brandungszone die Wellenauflaufzone an. Hier wird durch die hohen Geschwindigkeiten der auf- und ablaufenden Wellen viel Sediment als Geschiebe transportiert.



**Abbildung 1: Küstenbereiche nach dem Shore Protection Manual (1984)]**

Eine weitere Einteilung kann nach der Küstenform vorgenommen werden. Hier werden nach *Kallenrode* (2003) die folgenden Typen unterschieden:

- **Ingressionsküsten**

Ingressionsküsten entstehen bei der Überflutung von Landflächen durch das Meer. Sie werden, je nach der geologischen Beschaffenheit des überfluteten Gebietes, weiter unterschieden in z. B. Fjordküsten, Schärenküsten oder Boddenküsten.

- **Akkumulationsküsten**

Unter dem Begriff Akkumulationsküste können die folgenden vier Küstentypen subsumiert werden.

Akkumulationsküsten I: Verursacht durch die von Flüssen mitgeführten Sedimente bilden sich Deltas oder Schwemmländer. Ein Delta kann mit bis zu 100 m/a in Richtung Meer wachsen (*Kelletat*, 1999). Begünstigt wird das Wachstum durch große Sedimentfrachten des mündenden Flusses, durch ein flaches Schelf oder durch wenig Wellen- und Strömungsbeeinflussung.

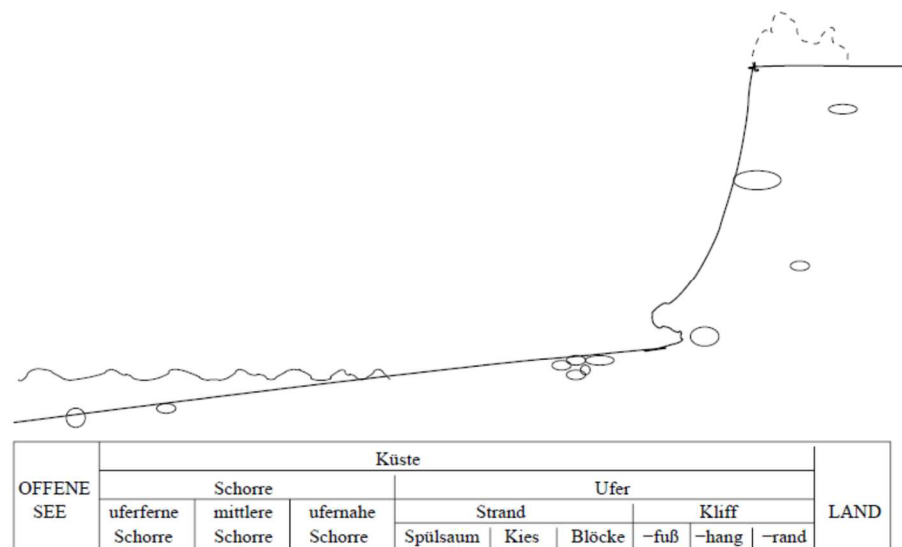
Akkumulationsküsten II: Dieser Küstentyp entsteht bei starkem Welleneinfluss auf die Küste. Die Form der Küste ändert sich oft, besonders bei Sturmereignissen. Voraussetzung für die Entstehung ist das Vorhandensein von beweglichem Sediment (*Kallenrode*, 2003). Die Akkumulation kann in Form von Strandwällen, Dünen, Rippeln oder Strandhörnern erfolgen. Auch das Anwachsen von Barren kann, vor allem in Tidegebieten, zu Dünenbildung führen.

Akkumulationsküsten III: Bei der Bildung dieses Küstentyps spielen die Gezeiten die entscheidende Rolle. Das fortlaufend ein- und ausströmende Wasser sorgt für einen kontinuierlichen Eintrag von Material. Vor allem in Suspension eingetragenes Feinmaterial setzt sich ab und führt zur Bildung von Watten. Wachsen diese über das Hochwasserniveau hinaus und siedeln sich Pflanzen an, so wird von Marschen gesprochen.

Akkumulationsküsten IV: Eine weitere Form der Akkumulationsküste entsteht durch das Zusammenschieben von Sediment durch Eisplatten oder Eisschollen an der Küste.

- **Abtragungsküsten**

Diese Küstenform wird auch Abrasionsküste genannt. Die Abtragungen sind meist durch mechanische Beanspruchung durch Wellen bedingt. Es kann aber auch durch chemische Verwitterungsprozesse oder Salzangriff zu einer Zerstörung der Küste kommen. Bei Küsten aus Festgestein sind häufig Unterhöhlungen am Fuße des Kliffs vorzufinden (Abbildung 2).



**Abbildung 2: Profil einer Abrasionsküste [aus Müller-Motzfeld (1998)]**

- **Endogene Küsten**

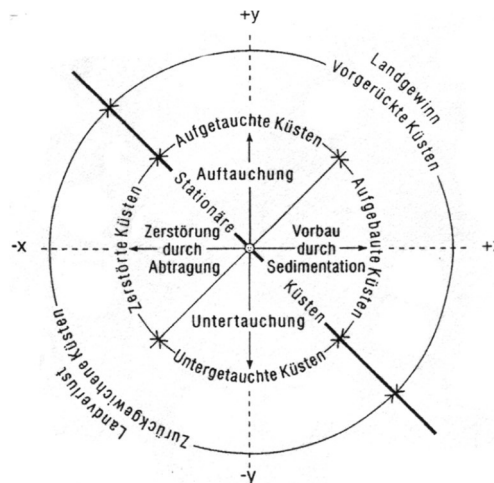
Endogene Küsten sind plattentektonische Erscheinungen. Sie verlaufen langgezogen an Plattengrenzen und weisen ein steiles Abfallen der Küste auf. Sie kommen nur selten vor.

- **Anthropogene Küsten**

Die vom Menschen beeinflussten Küsten sind, gerade in Deutschland, vornehmlich durch Deiche gesichert. Aber auch Buhnen, Lahnungsfelder oder Leitwerke können den Küstenverlauf beeinflussen. Ziel ist es meist, den Küstenverlauf zu stabilisieren oder Landgewinnung zu betreiben.

Eine weitere Einteilung geht auf *Valentin* (1952) zurück. Er entwickelte ein Diagramm, in dem vertikal das Auf- und Abtauchen, horizontal das Vor- und Zurückweichen von Küsten dargestellt

werden. Es ist die erste Einteilung, die alle Küstenformen beschreibt. Valentin hat in seiner Einteilung zunächst nach sich auf- oder abbauenden Küsten unterschieden. Im nächsten Schritt wird die vertikale Bewegung in auf- und abtauchen unterschieden. Danach unterscheidet er in der Form der Zerstörung (glazial oder fluvial), bzw. des Aufbaus (organisch oder anorganisch) der Küste.



**Abbildung 3: Küstenentwicklung nach Valentin [aus Ahnert (1996)]**

### 2.3 Riff- und Rinnensystem

Am Beispiel der deutschen Nordseeküste lassen sich Riff- und Rinnensysteme gut beschreiben. Ähnliche Systeme gibt es aber auch in anderen Regionen der Erde. Auf Luftaufnahmen der deutschen Nordseeküste ist das ausgeprägte Rinnensystem zwischen dem Festland und den ostfriesischen Inseln gut erkennbar (Abbildung 4). Ein System von Seegatten und Prielen (oft mäandrierende Wasserläufe im Wattgebiet) sorgt für die Be- und Entwässerung des Wattgebietes, welches durch den Einfluss der Tide regelmäßig überströmt wird und wieder trocken fällt.

Die Rinnen verbinden somit die offene See und das hinter den Inseln liegende Tidebecken. Der den Inseln vorgelagerte Riffbogen fungiert als Puffer für das Sediment, welches zwischen dem Tidebecken und der See ausgetauscht wird. Auch das längs der Küste transportierte Sediment muss diesen Puffer durchlaufen.

In den Seegatten zwischen den Inseln kommt es durch die großen Wassermengen zu sehr hohen Strömungsgeschwindigkeiten, da sie für das Wasser den größten Engpass darstellen. Die Inseln sind nicht stabil, sondern werden durch Wind und Wasserangriff ständig umgeformt (siehe auch 2.5). Das System der Rinnen ist überaus dynamisch und stellt hohe Ansprüche an die Schifffahrt in entsprechenden Seegebieten.





**Abbildung 4: Watt bei Norderney und Baltrum [aus *Nationalpark Wattenmeer* (2011)]**

Der Begriff „Riff“ wird in der Seefahrt für jedwede Form von Untiefen benutzt, welche, wie Sandbänke oder Felsen, mineralischer Natur oder, wie Korallenriffe, organischen Ursprungs sein können. In der vorliegenden Arbeit sind Sandbänke im küstennahen Bereich gemeint, an denen sich die Wellen brechen (vgl. Abbildung 1). Form und Position dieser Riffe sind abhängig von Seegang und Strömung. Während großer Sturmereignisse können sie innerhalb relativ kurzer Zeiträume (Stunden bis Tage) stark umgelagert werden. Jene Art von Riff wird auch als Barre bezeichnet. Diese sandigen Untiefen weisen eine hohe morphologische Aktivität auf. Als Folge der ständigen Umlagerungsprozesse sind die zahlreichen in den Seekarten verzeichneten Wracks vor den Ostfriesischen Inseln zu werten.

## 2.4 Barrenbildung

Die Bildung von Barren aus sandigem Material ist vor allem auf das Wellenbrechen zurückzuführen. *Short* und *Aagaard* (1993) definieren einen Barren-Parameter  $B^*$  für linear geneigte Strände wie folgt:

$$B^* = \frac{x_s}{g} T^2 \tan \beta \quad (2.1)$$

mit  $x_s$  als Abstand zur Küstenlinie,  $T$  für die Wellenperiode und  $\beta$  für die Strandneigung. Bei Werten von  $B^* < 20$  sind keine Barren zu erwarten, bei Werten von 20 bis 50 ist eine Barre zu erwarten, für  $B^* = 50 - 100$  treten zwei Barren auf, zwischen 100 und 400 sind es drei Barren und für  $B^* > 400$  vier Barren.

Die gemessene Höhe von Barren variiert zwischen wenigen Zentimetern und Höhen bis zu 4,75 m (*Greenwood* und *Mittler*, 1979). Am stärksten ausgeprägt finden sich Barren in Gebieten niedrigen Tidehubs, da hier die Brecherzone am geringsten in ihrer Position variiert.

Eine allgemeingültige Einteilung von Barren existiert nicht, obschon von *Greenwood* und *Davidson-Arnott* (1979) eine beschreibende Klassifizierung vorliegt (Tabelle 1).

Tabelle 1: Klassifizierung von Barren [nach Greenwood und Davidson-Arnott (1979)]

Name	Beschrieben durch	Größe [m]	Morphologie			Charakteristika der Umgebung			
			Form	Profil	Anzahl (küstennormal)	Lage	Wellenenergie	Brechertyp	Neigung
Typ I	Ridge and runnel King und Williams (1949)	$h \sim 0,2 - 1,5$ $l \sim 10^3$	gerade, küstenparallel	landwärtig asymmetrisch	1 - 4	Gezeitenzone	N - M	ma - me	0,007 - 0,024
Typ II	Cusp- or Bar-type sand wave Sonu (1973)	$h \sim 0,2 - 1,5$ $l \sim 10^2$	gerade bis Nehrungsförmig, küstenparallel	landwärtig asymmetrisch	1 - 2	Gezeitenzone	M	me - mi	> 0,01
Typ III	Multiple parallel Zenkovitsch (1967)	$h \sim 0,2 - 0,75$ $l \sim 10^3$	gerade bis sinusförmig, küstenparallel	nahezu symmetrisch	4 - 30 oder mehr	Küstennah, Gezeitenzone	N - M	mi - me	< 0,01
Typ IV	Transverse Niederoda und Tanner (1970)	$h \sim 0,2 - 0,75$ $l \sim 10^2$	gerade, normal zur Küste	landwärtig symmetrisch und asymmetrisch	1	Küstennah, Gezeitenzone	N - M	mi	< 0,0045
Typ V	Nearshore I Shepard (1950)	$h \sim 0,15 - 1,0$ $l \sim 10^2$	gerade, küstenparallel	landwärtig asymmetrisch	1 - 2	Küstennah	M - H	mi - me	< 0,1
Typ VI	Nearshore II Evans (1940)	$h \sim 0,25 - 3,0$ $l \sim 10^3$	gerade, sinus- bis halbmondförmig, küstenparallel	landwärtig asymmetrisch	1 - 4	Küstennah	M	Schwallbrecher mi	< 0,01

h = Höhe; l = Länge; N = niedrig; M = mittel; H = hoch; ma = makro; me = meso; mi = mikro

Die Entwicklungsmöglichkeiten von Barren sind abhängig vom zur Verfügung stehenden Sediment (Korngröße, Kornverteilung etc.) sowie von der geografischen Lage im Hinblick auf das vorherrschende Gezeitenregime und das Wellenklima. Im Allgemeinen sprechen eine steile Welle und ein großes Verhältnis von Wellenhöhe zu Korngröße, welches indirekt über  $v/v_{\text{crit}}$  ausgedrückt werden kann, für das Vorhandensein von Barren (*Wright et al.*, 1979). Hierin sind  $v$  und  $v_{\text{crit}}$  die lokale und die kritische Fließgeschwindigkeit. Die Größe von wellengenerierten Barren lässt einen Rückschluss auf die Prozesse „Shoaling“ und „Wellenbrechen“ zu. Die zur Entstehung von Barren führenden Prozesse sind zwar noch nicht vollständig verstanden, jedoch ist klar, dass im Gleichgewicht befindliche Barren nur bestehen können, wenn der zeitlich gemittelte Sedimenttransport im Profil nahe Null ist (*Greenwood*, 2005). Allgemein können kleine Barren als dynamischer angesehen werden als große, da weniger Sediment an den morphodynamischen Prozessen beteiligt ist (*Sanamura und Takeda*, 1984).

Zur Prognose, ob Barren entstehen oder nicht, wurden verschiedene Parameter entwickelt. So ist der dimensionslose Dean-Parameter  $\Omega$  abhängig von der Brecherhöhe  $H_b$ , der Wellenperiode  $T$  und der Sinkgeschwindigkeit des Sediments  $w_s$ :

$$\Omega = \frac{H_b}{w_s T} . \quad (2.2)$$

Bei  $\Omega > 0,85$  ist mit Barren zu rechnen.

*Kraus und Larson* (1988) entwickelten den Profilparameter  $P$  mit

$$P = \frac{g H_0^2}{w_s^3 T} , \quad (2.3)$$

wobei  $H_0$  die Wellenhöhe im Tiefwasser ist,  $w_s$  die Sinkgeschwindigkeit des Sediments und  $T$  die Wellenperiode. Bei Werten von  $P > 9.000$  sind nach *Dalrymple* (1992) Barren zu erwarten.

Die Vorhersage der Entstehung und Entwicklung von Barren mit Hilfe von Modellen ist aufgrund des immer noch beschränkten Wissens über die stattfindenden Vorgänge nur eingeschränkt möglich. Zum Einsatz kommen entweder prozessbasierte oder verhaltensbasierte Modelle. Hier reicht das Spektrum von parametrisierten Modellen (*Bowen*, 1980) über statistische Modelle (*Aubrey et al.*, 1980) zu numerisch-morphologischen Modellen.

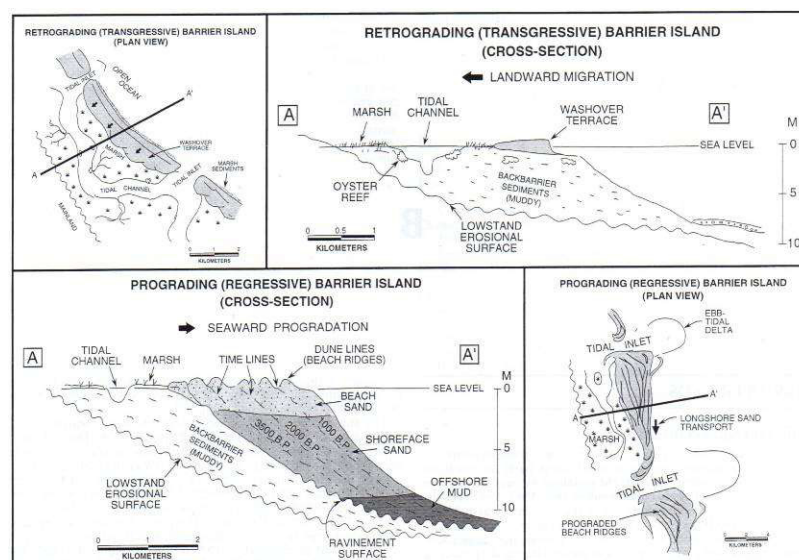
## 2.5 **Barriereinseln**

Barriereinseln kommen an verschiedenen Küsten in der ganzen Welt, beispielsweise an der amerikanischen Ostküste oder im Golf von Mexiko, vor. Sie haben meist einen lang gestreckten, parallel zur Küste liegenden Verlauf. Ihre Länge, die Breite und die Morphologie hängen im Wesentlichen von dem örtlich vorherrschenden Tidehub, der Wellenenergie und dem Dargebot an Sediment ab (*Davis Jr.*, 2004). Meist erstrecken sie sich als Aneinanderreihung mehrerer Inseln über oft hunderte Kilometer. Da die deutsche Nordseeküste eine solche Struktur aufweist, soll diese Küstenform im Folgenden näher beschrieben werden. Die Entstehung von Barriereinseln wird mit

verschiedenen, teils konträren Theorien erklärt. Eine der ersten Theorien besagt, dass der von Wellen aufgewirbelte Sand in Form von Barren vor der Küste abgelagert wird. Diese Barren wachsen im Laufe der Zeit und formen so Barriereinseln. Die Theorie wurde schon 1845 von dem Franzosen *Elie de Beaumont* aufgestellt (*Davis Jr. und Fitzgerald, 2004*). Eine weitere Theorie ist, dass küstenparallel transportiertes Sediment hinter Landspitzen Nehrungen bildet, welche bei Sturmereignissen durchbrochen werden und somit Inseln bilden. Für die Entstehung der Barriereinseln an der Golfküste der USA gilt die Theorie, dass höher gelegene Überbleibsel des alten Mississippideltas durch angreifende Wellen küstenparallel ummodelliert wurden. Nachdem sich das dahinter befindliche Marschland aus tektonischen Gründen abgesenkt hatte, blieben Inseln zurück (*Davis Jr. und Fitzgerald, 2004*).

Die ostfriesischen Barriereinseln an der deutschen Nordseeküste wurden aus Meeresablagerungen gebildet (*Liedtke, 1996*). Diese Ablagerungen bestehen meist aus grobem Sand, da die feinen Anteile von der Strömung bevorzugt ausgewaschen werden (*Wilhelmy, 1981*). Nach der anfänglichen Bildung von Sandplatten entstanden, nachdem diese durch Pflanzen verfestigt wurden, die Inseln. Auf den Inseln formten sich dann Dünen. Sowohl der Küstenverlauf als auch die Dünenlandschaft sind ständigen Umformungen durch Wasser und Wind unterworfen.

*Hayes (2005)* beschreibt zwei Arten von Barriereinseln: die vor- und die zurückschreitenden (Abbildung 5). Welche Art der Barriereinsel entsteht, ist abhängig von der Änderung des Meeresspiegels sowie von der Menge des zur Verfügung stehenden Sediments. Auf die Form der Inseln Einfluss nehmende Faktoren sind Gezeiten- und Wellenkräfte sowie Windeinflüsse. In wellendominierten Gebieten, wie sie oft unter mikrotidalen Bedingungen vorkommen, haben die Barriereinseln meist eine langgezogene Form in der Größenordnung von mehreren 10 km mit weiten Öffnungen und einem ausgeprägten Flutstromdelta (*Hayes, 1979*).



**Abbildung 5: Morphologie vor- und rückschreitender Barriereinseln [aus Hayes (2005)]**

Eine Simulation der Entwicklung von Barriereinseln ist in Bezug auf die Einflussgrößen Welle und Strömung möglich. Der direkte Windeinfluss auf die oberhalb der Wasserlinie liegenden Sedimente ist in dem in dieser Arbeit verwendeten Modell TIMOR 3 und auch anderen gängigen Modellen wie MIKE 21 / MIKE 3 oder Delft 3D nicht implementiert, jedoch mit gewissen Einschränkungen vernachlässigbar. Auch wenn der Windtransport direkt nicht in die Modelle integriert ist, ist das landseitige Vorhandensein von Material (z.B. Dünen) für die Simulationsergebnisse relevant. Dünen sind Teil des Materialvorrates, der z.B. bei Sturmereignissen abgetragen wird und sich im Nachgang meist auch wieder durch äolischen Transport regeneriert.

## **2.6 Küstenlängstransport**

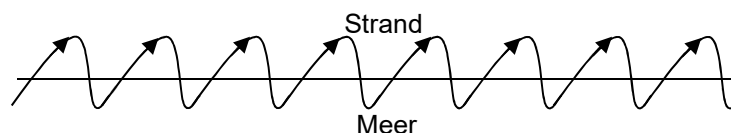
Der Transport von Sedimenten entlang einer Küste wird als Küstenlängstransport bezeichnet. Er wird durch verschiedene Mechanismen verursacht. Gezeiten, Wind und Wellen können küstenparallele Strömungen erzeugen, die Sediment in Suspension oder als Geschiebe verfrachten können. Die Einteilung in Küstenlängs- und Küstenquertransport ist rein theoretischer Natur. Die tatsächlich stattfindenden Strömungsvorgänge sind dreidimensional und variieren stark in der Zeit. Betrachtungen zum Sedimenttransport an der Küste können, je nach gewähltem Betrachtungsintervall, stark unterschiedlich sein. So können Basisströmungen während eines Sturmer eignisses vom Welleneinfluss überlagert werden.

An der deutschen Nordseeküste sorgen die Gezeiten für eine von West nach Ost, bzw. von Süd nach Nord gerichtete Basisströmung. Diese ist auf die Lage der Amphidromien zurückzuführen (siehe Abbildung 6). Die Gezeitenwelle an der deutschen Nordseeküste läuft entgegen dem Uhrzeigersinn um einen Amphidromischen Punkt, der ungefähr auf der Länge des Ijsselmeers und der Breite von Esbjerg (Dänemark) liegt.



**Abbildung 6: Amphidromien in der Nordsee [Sager, 1963; abgerufen bei Wikipedia]**

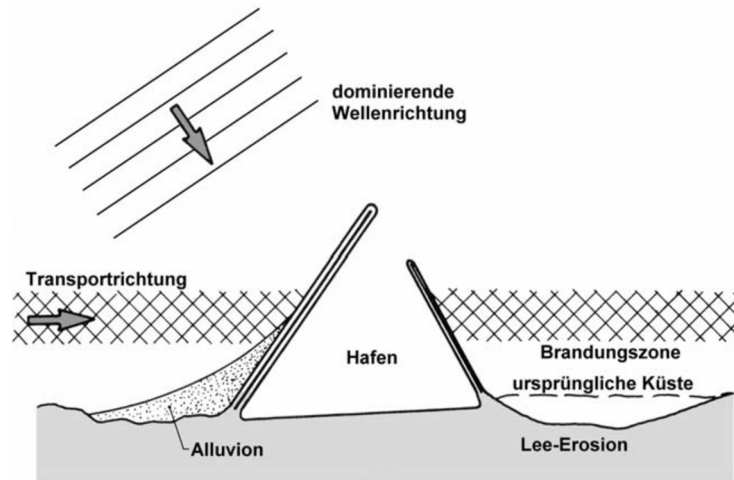
Wenn die Hauptwellenrichtung nicht rechtwinklig zur Küste steht, verursacht sie eine Strömung mit einer Küstenlängskomponente (z.B. *van Rijn*, 1998). Im Bereich der Brecherzone ist der Einfluss der Brandungsströmung besonders groß, da hier die Suspensionskonzentrationen sehr hoch sind und somit viel Material bewegt wird. Die zwei grundlegenden Mechanismen sind der Transport in der Brecherzone und das „Driften“ von Material in der Wellenauflaufzone. Der Ablauf beider Prozesse ist leicht nachzuvollziehen, jedoch mathematisch nur schwer umfassend zu beschreiben. In der Brecherzone wird das Sediment von der brechenden Welle aufgewirbelt und dann von der durch den Wellenimpuls ausgelösten Strömung – oder anderen Strömungen – transportiert. Beim „Driften“ in der Wellenauflaufzone wird das Sediment von der auflaufenden Welle in Wellenrichtung auf den Strand gespült und durch die Schwerkraft mit der rückströmenden Welle wieder abwärts bewegt. Hierbei entsteht ein sägezahnartiger Bewegungsverlauf die Küste entlang. Voraussetzung ist ein von  $90^\circ$  abweichender Wellenangriffswinkel.



**Abbildung 7: Driftprozess am Strand**

Zu Problemen führt der Küstenlängstransport vor allem dann, wenn Ingenieurbauwerke wie Häfen (Abbildung 8) an der Küste angelegt werden oder gebaggerte Fahrrinnen schräg oder rechtwinklig zur Küste verlaufen (vgl. Kap. 0). Ragen z. B. Molen in die Brecherzone, wird der Küsten-

längstranport unterbrochen. Auf der Luvseite entstehen Anlandungen und in Lee, durch das fehlende Sediment, Erosionszonen. Dieser Prozess endet erst dann in einem Gleichgewicht, wenn die Sedimentationszone bis an die Außenkante des Bauwerks heranreicht und der Sedimenttransport um das Bauwerk herumgeht. In diesem Fall können Verlandungen der Fahrrinne die Konsequenz sein. Die Aufweitung des Querschnitts im Bereich des Fahrwassers kann zu einer Verlangsamung der Fließgeschwindigkeit und somit zu einer Ablagerung des Sediments führen.



**Abbildung 8: Anlandungs- und Erosionseffekte [Kohlhase (1983)]**

Der Küstenlängstransport  $Q_y$  kann nach der CERC-Formel quantitativ abgeschätzt werden:

$$Q_y = \left( \frac{\sqrt{g}}{16 \sqrt{\gamma} \left( \frac{\rho_F}{\rho} - 1 \right) (1 - n)} \right) K \cdot H_b^{\frac{5}{2}} \cdot \sin(2 \cdot \Theta_b) \quad (2.4)$$

mit

$\rho$ : Dichte des Wassers [kg/m³],

$\rho_F$ : Dichte des Feststoffs [kg/m³],

$n$ : Porosität [-],

$\gamma = \frac{H_b}{h_b}$ : Brecherindex,

$H_b$ : Brecherhöhe [m],

$h_b$ : Brechertiefe [m],

$K$ : Faktor [-] und dem

$\Theta_b$ : Brecherwinkel (Winkel zwischen Wellenrichtung und Küstennormalen, am Brechpunkt gemessen).

Der Faktor K kann nach dem Coastal Engineering Manual (CEM, 2008) nach mehreren Methoden berechnet werden. Für die Anwendung werden die folgenden zwei Formeln empfohlen:

$$K = 1,4^{-2,5 \cdot d_{50}} \quad \text{und} \quad (2.5)$$

$$K = 0,05 + 2,6 \sin^2(2\Theta_b) + 0,007 \frac{u_{s,\max}}{w_s} \quad (2.6)$$

mit

$d_{50}$  : Mittlerer Korndurchmesser [mm],

$u_{s,\max}$  : Maximale horizontale Orbitalgeschwindigkeit und

$w_s$  : Sinkgeschwindigkeit.

Bei der Anwendung der CERC-Formel ist zu beachten, dass die Unsicherheiten recht groß sind und bestenfalls eine grobe Näherung an die wahren Transportraten liefern. So fällt z. B. auf, dass die Korngröße als Parameter nicht vorkommt. Auch die kritische Geschwindigkeit  $v_{cr}$  fließt nicht in die Berechnung ein.

Für Planungsaufgaben ist es ratsam, auf verschiedene Berechnungsmethoden zurückzugreifen und neben der Auswertung empirischer Formeln auch durch den Einsatz numerischer Modelle den Küstenlängstransport abzuschätzen.

## 2.7 Küstenquertransport (Vorstrandprofile)

Der Verlauf von Strandprofilen sandiger Küsten hängt in erster Linie mit der Dissipation der Wellenenergie zusammen, welche zum größten Teil beim Wellenbrechen stattfindet. Der Einfluss der Bodenreibung ist mit weniger als 3% sehr gering (Thornton und Guza, 1983).

Wegen der im Sommer und Winter statistisch unterschiedlichen Wellenbedingungen wird zwischen einem glatten Sommerprofil mit Berme und einem Winterprofil mit ausgeprägter Barre unterschieden. Die in den Wintermonaten häufiger auftretenden Stürme mit größeren und steileren Wellen sorgen für einen seewärts gerichteten Sedimenttransport (Kamphuis, 2000). Die gleichen Phänomene treten auch vor und nach starken Stürmen auf. Vor einem Sturm ist ein glatteres Profil – vergleichbar mit dem Sommerprofil – zu beobachten, nach einem Sturmereignis ist das Strandprofil landseitig steiler; seeseitig findet sich wieder die Berme, zu der das Sediment verlagert wurde. Allgemein ist davon auszugehen, dass der im Bereich der Brecherzone stattfindende Küstenquertransport bei Sturmereignissen seewärts gerichtet ist, bei Normalbedingungen hingegen landwärts (CEM, 2008).

Senkrecht zur Küste auflaufende Wellen sorgen durch eine oberflächennahe, landwärts gerichtete Strömung für einen Brandungsstau, d. h. für einen über dem Ruhewasserstand liegenden Wasserspiegel. Dadurch entsteht ein zur See hin abnehmendes Druckgefälle, welches durch eine sohlennahe und seewärts gerichtete Strömung ausgeglichen wird. Der Brandungsstau kann durch



Windstau noch überlagert und verstärkt werden. Im Falle vorgelagerter Riffe und Barren ist der Brandungsstau bei leichten und mittleren Wellenhöhen gering, da hier ein Großteil der Energie bereits vor Erreichen der Küste am Riff abgebaut wird (EAK, 1993). Bei Sturmereignissen mit erhöhten Wasserständen erreicht jedoch ein großer Teil der Energie die Brecherzone und den Strand und kann zu starker Erosion führen.

Das Strandprofil kann nach *Dean* (1991) in Abhängigkeit der Distanz  $x$  zur Küstenlinie beschrieben werden zu

$$h(x) = A \cdot x^{\frac{2}{3}}, \quad (2.7)$$

wobei der nicht dimensionsechte Profilgleichgewichtsparameter  $A$  in Abhängigkeit der Sinkgeschwindigkeit  $w_s$  ausgedrückt werden kann durch

$$A = 2,25 \left( \frac{w_s^2}{g} \right)^{\frac{1}{3}}.$$

Die Dimension der Sinkgeschwindigkeit ist m/s, die der Erdbeschleunigung in  $\text{m/s}^2$  einzusetzen.

Die Formulierung baut auf einer Beschreibung des Querprofils nach *Bruun* (1954) auf, lediglich der Parameter  $A$  unterscheidet sich.

### 3. Prozesse an sandigen Küsten

#### 3.1 Strömungen

Bei den in dieser Arbeit behandelten Strömungen handelt es sich um Meeres- und Küstenströmungen, welche im Weiteren als Strömung bezeichnet werden.

Die Strömungen an Küsten und in Ästuaren werden durch verschiedene Ursachen bedingt:

- Eine mögliche Unterscheidung der Gewässer kann nach dem Tideeinfluss vorgenommen werden. Sind große Wassermassen direkt mit dem Küstengewässer verbunden und sind die topografischen Voraussetzungen günstig, wird der gravitative Einfluss von Sonne und Mond merklich. In kleineren Meeren, z. B. der Ostsee, ist dieser Einfluss oft vernachlässigbar. Die Tide hat einerseits Wasserstandsänderungen zur Folge, andererseits bewirkt die Bewegung der Wassermassen oft erhebliche Strömungsgeschwindigkeiten an den Küsten. In numerischen Modellen wird die Tide meist durch die Vorgabe eines Wasserstands am seeseitigen Rand abgebildet.
- Eine weitere Art der Strömung ist windinduziert und wird als Driftströmung bezeichnet. Diese Strömungen überlagern sich mit der Tide und können gerade in Gebieten wie der Deutschen Bucht enorme Wasserstandsunterschiede bewirken.
- In kleinerem Maßstab werden Strömungen von Seegang hervorgerufen. Da diese im unmittelbaren Küstenbereich entstehen, sind sie für die morphodynamische Modellierung von Bedeutung. Die durch Wellen hervorgerufene Strömung wird in Kapitel 3.4.4 behandelt.
- Des Weiteren gibt es noch Gradientenströmungen. Diese entstehen durch den Druckausgleich zwischen verschiedenen Orten. Die Druckunterschiede können zum einen durch verschiedene Temperaturen, zum anderen durch unterschiedliche Salzgehalte hervorgerufen werden. So ist kaltes und salzreiches Wasser schwerer, warmes, salzarmes Wasser leichter. Eine weitere Ursache für die Druckgradienten ist der Luftdruck. Er wirkt auf die Meeresoberfläche und führt zu Druckunterschieden im Wasser.

Für den zweidimensionalen Fall können Strömungen nach dem Konzept der Erhaltung von Impuls und Masse beschrieben werden. Die Strömungsgeschwindigkeiten werden über die Tiefe gemittelt und der Druck wird linear angenommen. Die entsprechenden, partiellen Differentialgleichungen (Flachwassergleichungen) lauten

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} u + \frac{\partial}{\partial y} v = 0 \quad \text{und} \quad (3.1)$$

$$\begin{aligned}
& \underbrace{\frac{\partial u}{\partial t}}_{\text{Beschleunigung}} + \underbrace{u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y}}_{\text{Advektion des Impulses}} + \underbrace{g \frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{Druck}} - \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} (T_{xx}^{(T+D)}) - \frac{\partial}{\partial y} (T_{yx}^{(T+D)})}_{\text{Impulsaustausch aus Wirbelviskosität}} + \underbrace{r \frac{u}{h} \sqrt{u^2 + v^2}}_{\text{Bodenreibung}} = \\
& \underbrace{f_{\text{cor}} v}_{\text{Corioliskraft}} + \underbrace{f_{\text{wind}} \frac{(u_{10,x} - u)^2}{h}}_{\text{Impuls aus Windeintrag}} + \underbrace{\frac{F_{\text{Welle}, x}}{\rho h}}_{\text{Impuls aus Wellenbewegung}}
\end{aligned} \tag{3.2}$$

### 3.1.1 Tideinduzierte Strömungen

Die vornehmlich aus den gravitativen Kräften zwischen Erde und Mond bzw. Erde und Sonne resultierende Tide ist die maßgebliche Ursache für die in Küstenbereichen vorhandenen Strömungen. Neben Sonne und Mond wirken auch andere Himmelskörper auf die Tide. Jedoch ist deren Einfluss sehr gering im Vergleich zu Sonne und Mond. Neben den Wasserstandsänderungen sind die Gezeitenströmungen das auffälligste Merkmal der Gezeiten. In Ästuaren können die Wasserstandsunterschiede zeitweise für eine Umkehr der Strömungsrichtung des mündenden Flusses sorgen. Die hierbei auftretenden Effekte, wie Dichteunterschiede im Wasser oder die Bildung von Biomasse, sind in 2DH-Modellen nicht ohne weiteres abzubilden. 2DH steht für 2-dimensional-horizontal und bezeichnet diejenigen Modelle, welche horizontal die Fläche auflösen, nicht jedoch die Wassertiefe.

Die Wasserstandsunterschiede an Küsten werden neben den gravitativen Kräften durch viele weitere Faktoren beeinflusst. So spielen die Topografie des Meeresbodens oder Reflexionen an Küsten wichtige Rollen für die Höhe der Gezeiten.

Die Vorausberechnung der Gezeiten erfolgt heutzutage, parallel zu dem Einsatz von Computermodellen, durch das Harmonische Verfahren. Bei diesem von *Joseph Fourier* entwickelten Verfahren wird die tatsächliche Tide in gleichmäßige Sinusschwingungen, die sogenannten Partialtiden, zerlegt. Wurden diese früher in großen, mechanischen Rechenmaschinen überlagert, geschieht dies heute in Computerprogrammen. Jedoch können selbst diese in flachen Randmeeren, wie an der deutschen Nordseeküste, keine ausreichend genauen Tidevorhersagen berechnen. In diesen Gebieten kommt das nonharmonische, auf *Lubbock* zurückgehende Verfahren zur Anwendung. Es berücksichtigt die täglichen und monatlichen Abweichungen des Eintritts der Gezeit.

Die tideabhängigen Strömungen sind somit ausreichend genau und langfristig voraussagbar und werden in Veröffentlichungen wie dem „Stromatlas“ publiziert.

Tidegenerierte Strömungen werden in numerischen Modellen über die von der Tide erzeugten Wasserstandsänderungen berücksichtigt. Bei ausreichend genauer Kenntnis der Bathymetrie sind gute Übereinstimmungen mit natürlichen Strömungsgeschwindigkeiten möglich.

Die Geschwindigkeit der Tidewelle kann aufgrund ihrer großen Wellenlänge mit der Flachwasserwellengeschwindigkeit beschrieben werden:

$$c = \sqrt{g \cdot h} . \tag{3.3}$$

Die Wellenlänge folgt zu

$$L = c \cdot T \quad (3.4)$$

Für die wichtige, halbtägliche Mondtide mit einer Periode von 12,42 Std. bedeutet dies bei einer Wassertiefe von z.B. 2 km eine Wellenlänge von etwa 6.300 km.

Die tideinduzierten Strömungen an der Küste und in Ästuaren sind auf die wechselnden Wasserstände zurückzuführen. Am Beispiel einer Bucht ist dies leicht nachzuvollziehen. Wenn der sehr große Wasserkörper der offenen See einen höheren Wasserstand als die Bucht hat, fließt Wasser in die Bucht, um den Unterschied auszugleichen. Im Falle von komplizierten Strukturen, wie z. B. an der deutschen Nordseeküste mit Riffen, Barren, Rinnen, Inseln und Buchten, sind die Strömungsvorgänge sehr komplex. Mit Hilfe numerischer Modelle sind solch vielschichtige Vorgänge jedoch gut simulierbar.

### 3.1.2 Windinduzierte Strömungen

Durch die Reibung in der Grenzschicht Wasser/Luft entstehen Scherspannungen. Die Luft bewegt auf diese Weise zunächst die oberste Wasserschicht. Bei länger andauernden, in der Richtung konstanten Winden wird so eine oberflächennahe Strömung im Wasser erzeugt. Dieser Effekt wird besonders in Buchten deutlich, in die der Wind die Wassermassen „hineindrückt“. Beispielsweise sind in der Deutschen Bucht bei nordwestlichen Winden stark erhöhte Wasserstände zu verzeichnen, da der Wind über die gesamte Nordsee auf das Wasser wirkt und es in Richtung Südost „drückt“.

Durch den Wind werden Wellen erzeugt, was wiederum wegen der dann größeren Angriffsfläche zu einer erhöhten Reibung führt.

Im direkten Küstenbereich erzeugt die an der Wasseroberfläche in Windrichtung verlaufende Strömung an der Sohle eine gegenläufige Ausgleichsströmung. Diese wirkt in erster Linie seawärts, da nur bei auflandigem Wind ausreichende Fetchlängen für die Wirkung des Windes zur Verfügung stehen.

Die windgenerierten Schubspannungen auf der Wasseroberfläche können beschrieben werden durch

$$\tau_0 = \rho_L \left( \frac{u_{10}}{u_*} \right)^2 u_{10}^2 = \rho_L c_D u_{10}^2, \quad (3.5)$$

wobei  $\rho_L$  die Dichte der Luft beschreibt,  $u_{10}$  die Windgeschwindigkeit in 10 m über der Wasseroberfläche angibt und der Koeffizient  $\frac{u_{10}}{u_*}$  von verschiedenen Wissenschaftlern in unterschiedli-

chen Formulierungen angegeben wird.  $\frac{u_{10}}{u_*}$  nimmt tendenziell bei zunehmender Windstärke zu (Charnook, 1955, Motzfeld, 1937, Neumann, 1949, Neumann, 1952, Smith und Banke, 1975, Wu,

1980). Eine Möglichkeit,  $\frac{u_{10}}{u^*}$  zu beschreiben ist das logarithmische Geschwindigkeitsprofil nach Prandtl

$$\frac{u_{10}}{u^*} = \left( \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z_{10}}{z_0} \right)^{-1} \quad (3.6)$$

mit  $\kappa$  von Karman-Konstante und  $z_{10} = 10$  m. Der Rauheitsparameter  $z_0$  kann auf der Grundlage von Messungen nach *Charnock* (1955) beschrieben werden mit

$$z_0 = \alpha_{Ch} \frac{v_*'^2}{g}, \quad (3.7)$$

wobei  $\alpha_{Ch}$  ein fester Faktor ist, z.B. 0,015 nach Charnock und  $u^*$  die Schubspannungsgeschwindigkeit:

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho_L}}. \quad (3.8)$$

Wind erzeugt einerseits einen Schub auf die Wasseroberfläche mit der Folge von sogenanntem Windstau. Andererseits erzeugt er Seegang. Bei einem gekoppelten Modell „Strömung-Seegang-Morphodynamik“ mit dem Ziel, langfristige morphologische Entwicklungen auf Grundlage mittlerer/maßgebender Randbedingungen von Strömungen und Wasserständen zu modellieren, ist es sinnvoll, den Effekt des Windstaus unberücksichtigt zu lassen und von mittleren Wasserstandsverhältnissen auszugehen.

Der Einfluss des Windes kann in numerischen Modellen auf verschiedene Arten Berücksichtigung finden. In hydrodynamischen Modellen kann er bei 2D-Modellen als Term in die Impulsgleichung einfließen. Bei 3D-Modellen ist der Wind als Randbedingung an der Wasseroberfläche vorzugeben. Wird nun das hydrodynamische Modell mit einem Seegangsmodell gekoppelt, ist es sinnvoll, den Wind im Seegangsmodell zu berücksichtigen, da er hier für die Erzeugung der Wellen benötigt wird.

### 3.1.3 Welleninduzierte Strömungen

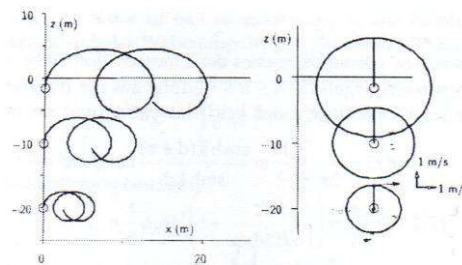
Vor allem im Küstenbereich sind Dünungswellen direkt, d. h. ohne unmittelbaren Einfluss des Windes, an der Entstehung von Strömungen beteiligt. Diese Wellen werden in entfernten Windfeldern erzeugt und wandern infolge Trägheit von dort aus weite Strecken. Sie sind zum einen für die periodischen, auf Orbitalbahnen unter der Welle stattfindenden Bewegungen verantwortlich, zum anderen können sie auch Strömungen größeren Maßstabs, wie Rippströmungen oder sohl-nahe Querströmungen (engl. undertow), erzeugen.

- **Orbitalströmungen und Stokes-Drift**

Die Bewegung der Wasserteilchen unter einer Welle verläuft nach der linearen Wellentheorie auf geschlossenen Orbitalbahnen. Da diese in der Realität jedoch nicht geschlossen sind, findet ein Massentransport in Wellenrichtung statt. Dies wurde erstmals von *Stokes* (1847) festgestellt. Die mittlere Driftströmungsgeschwindigkeit kann wellentheoretisch in Abhängigkeit der Wassertiefe wie folgt geschrieben werden (CEM, 2008)

$$u_{Stokes} = \left( \frac{\pi \cdot H}{L} \right)^2 \frac{C}{2} \frac{\cosh [4\pi(z+h)/L]}{\sinh^2 (2\pi h/L)} . \quad (3.9)$$

Die offene Orbitalbahn resultiert aus der Tatsache, dass die Geschwindigkeit eines Wasserteilchens mit wachsendem Abstand zur Sohle zunimmt. Somit bewegt sich ein Wasserteilchen am Wellenberg schneller als im Wellental. Eine grafische Darstellung der Orbitalbewegung ist in Abbildung 9 zu sehen. Eine gute Beschreibung liefert z.B. *CERC* (1984).



**Abbildung 9: Orbitalbahnen einer Welle nach Lagrange (links) und nach Eulerscher Betrachtung (rechts) [Abbildung aus Witting (2004)]**

An der nach unten hin abnehmenden Größe der Orbitale ist der geringer werdende Einfluss der Wellen auf die Wasserteilchen zu erkennen. Für den Tiefwasserbereich kann vereinfacht davon ausgegangen werden, dass die Orbitalbahnen kreisförmig sind und an der Sohle keine Bewegung mehr stattfindet. Im Übergangsbereich nehmen die Orbitalbahnen eine elliptische Form an und erreichen die Sohle, auf die sie entsprechend auch wirken. Im Flachwasserbereich ist die Bewegung der Teilchen eine rein horizontale. Hier hat die Welle somit eine Wirkung auf die Sohle.

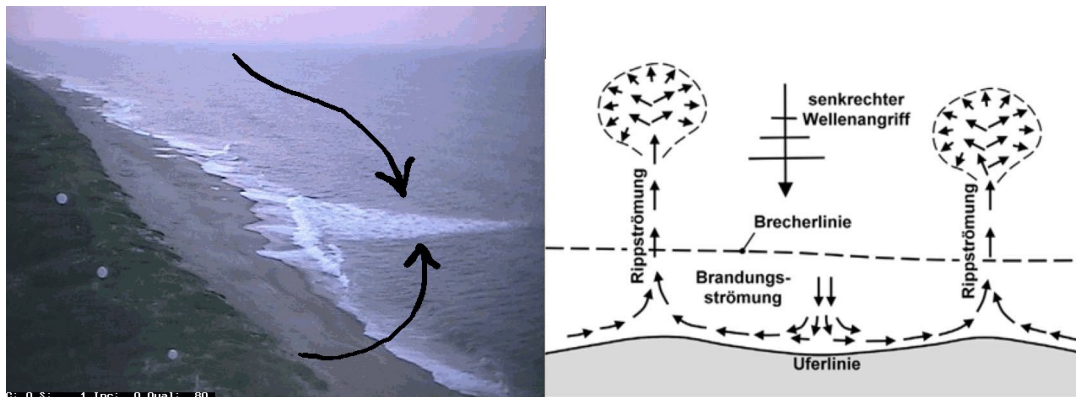
- **Sohlennahe Rückströmung**

Die sohlennahe Rückströmung resultiert als Ausgleichsströmung aus dem Brandungsstau (Kapitel 3.4.4) und verläuft zur See hin gerichtet an der Sohle. Sie ist ein wichtiger Grund für die Barrenbildung (vgl. Kapitel 2.4).

- **Rippströmung**

Rippströmungen sind ebenfalls Ausgleichsströmungen. Das Strömungssystem ist jedoch nicht wie bei der sohlennahen Rückströmung vertikal ausgerichtet, sondern verläuft horizontal. Rippströmungen treten vor allem bei hohen und langen Wellen auf, die einen Wasserspiegelanstieg an der Küste verursachen (*Shore Protection Manual*, 1984). Sie sind für Schwimmer besonders

gefährlich, da sie bis zu 1 km seewärts wirksam sein und Strömungsgeschwindigkeiten mit mehreren m/s erzeugen können.



**Abbildung 10:** links: Foto einer Rippströmung [Website NOAA (2011)]; rechts: Schema von Rippströmungen [aus Oumeraci (2001)]

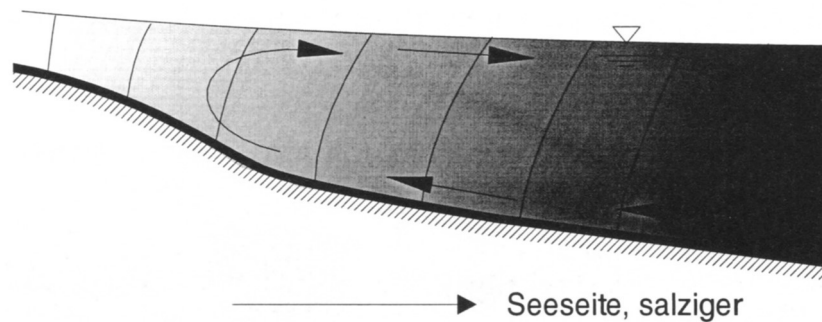
- **Küstenlängsströmungen**

Laufen Wellen in einem von  $90^\circ$  verschiedenen Winkel auf die Küste, erzeugen sie eine längs der Küste gerichtete Strömung. Die treibende Kraft ist die Energiedissipation der brechenden Wellen. Der Bereich, in dem diese Küstenlängsströmung auftritt, wird von Visser (1982) mit ca. der doppelten Breite der Brecherzone angegeben. Die ersten umfangreichen Untersuchungen zu Längsströmungen stammen von Putnam *et al.* (1949). Es folgten Arbeiten von Galvin und Nelson (1967), Bowen (1969), Thornton (1969), Longuet-Higgins (1970), James (1972), Battjes (1975), Liu und Dalrymple (1978), Visser (1982) und Basco (1983).

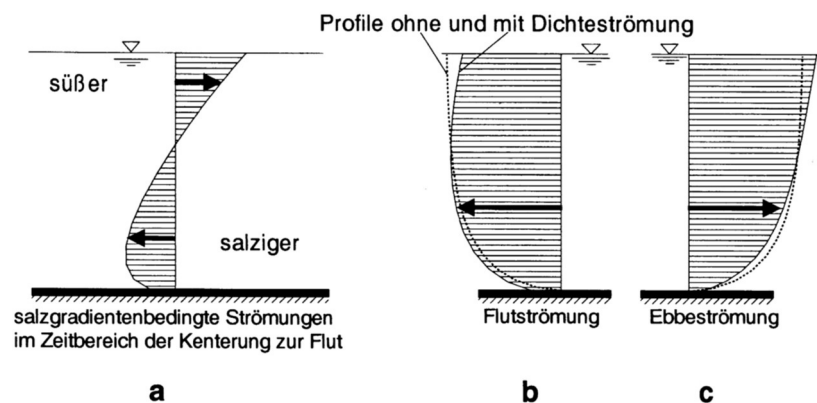
### 3.1.4 Dichteinduzierte Strömungen

Sowohl großräumige Meeresströmungen als auch regionale, küstennahe Strömungen können durch Dichteunterschiede angetrieben sein. Da es in dieser Arbeit in erster Linie um die Simulation küstennaher Strömungen geht, werden die großräumigen dichtegetriebenen Strömungen nicht näher erläutert. In Ästuaren, wo es zu einer Durchmischung von salzarmem Flusswasser mit salzigem Seewasser kommt, treten durch den Dichteunterschied induzierte Strömungen auf. Dieses Phänomen wird als barokline Zirkulation bezeichnet.

Das schwerere Salzwasser schichtet sich unter das vom Fluss zugeführte Süßwasser. Somit bildet sich ein Salzwasserkeil aus, der in tidefreien Gewässern ausgeprägter zu finden ist als in Tidegewässern, in denen eine stetige Durchmischung stattfindet.



**Abbildung 11: Isohalinen und sich aus Dichteunterschieden ergebende Strömung in der Brackwasserzone [aus Zanke (2002)]**



**Abbildung 12: Der Einfluss von Dichteunterschieden auf die Strömungsprofile während der Kenterung zur Flut (a), bei Flutstrom (b) und bei Ebbestrom (c) [aus Zanke (2002)]**

Die Schichtung bzw. Durchmischung der unterschiedlich salzigen Wasser bedingt mehrere Phänomene:

- **Absterben von Mikroorganismen**

Die Durchmischung führt zu einem Absterben von Mikroorganismen durch die Änderung des Milieus von Süß- zu Salzwasser und umgekehrt. Die abgestorbenen Organismen bilden Biomasse, die sich abgelagert, bzw. von der Strömung verfrachtet wird. Der Bereich des Ästuars, in dem diese Prozesse stattfinden, wird deshalb als Trübungszone bezeichnet.

- **Strömungseffekte**

Ein weiterer Effekt ist zunächst rein hydrostatischer Natur. Das schwerere Salzwasser übt bei gleicher Wassertiefe einen größeren hydrostatischen Druck aus als das Süßwasser. Dieser Druckunterschied wird durch eine Strömung des Wassers zum niedrigeren Druck hin ausgeglichen.

- **Schichtungseffekte**

Die oben beschriebene Schichtung mit dem Salzwasserkeil ist in Tidegewässern einer besonderen Dynamik unterworfen. Der Ebbestrom setzt zunächst flussseitig an der Oberfläche



ein, da sich das aus dem Binnenland kommende Frischwasser über das schwerere Salzwasser schiebt. Umgekehrt setzt der Flutstrom von See kommend anfangs an der Sohle ein. Durch diese Tatsache bedingt, kann es zu Zeiten nahe der Tidekenterung zu Strömungszuständen kommen, bei denen sohnah eine binnenwärts gerichtete Strömung auftritt und das Wasser gleichzeitig an derselben Stelle an der Oberfläche seewärts strömt.

In sohnahen Bereichen kommt es durch diese Effekte zu einer Reduktion der Ebbstromgeschwindigkeiten, wohingegen diese nahe der Oberfläche eine Erhöhung erfahren. Die Flutstromgeschwindigkeiten verhalten sich umgekehrt.

Bei der integralen Betrachtung dieser Strömungen über einen Tidezyklus hinweg sind eine binnenwärts gerichtete Nettoströmung an der Sohle und eine seewärts gerichtete Nettoströmung an der Oberfläche zu beobachten. Die binnenwärts gerichtete, sohnah Strömung kann bereichsweise einen Anstieg des Sedimenttransports nach Oberstrom bewirken.

Diese Art der Strömung kann von 2DH-Modellen auf Grund ihrer Dreidimensionalität nur bedingt simuliert werden. Außerdem sind die dichteinduzierten Strömungsgeschwindigkeiten, z.B. nach *Kappenberg* und *Fanger* (2007), so gering (einige cm/s), dass sie auf Sanddynamik kaum von Einfluss sind.

### 3.1.5 Wirkung der Corioliskraft auf Strömungen

Auf der Erdoberfläche werden bewegte Körper durch die Corioliskraft von ihrer Bahn abgelenkt, soweit die Bewegung nicht genau auf dem Äquator stattfindet. Die Corioliskraft bewirkt auf der Nordhalbkugel eine Ablenkung nach rechts, auf der Südhalbkugel nach links. Auch Strömungen werden durch die Corioliskraft beeinflusst. In Ästuargebieten werden die Effekte vor allem bei den so genannten Ebb- und Flutstromrinnen sichtbar. Die Corioliskraft hat eine horizontale und eine vertikale Komponente. Da jedoch der vertikale Anteil im Vergleich zur Schwerkraft klein ist, wird er bei Strömungsuntersuchungen in der Regel vernachlässigt. Der horizontale Anteil in x-Richtung kann beschrieben werden mit

$$F_{cor, x} = 2 \cdot \omega_{Erde} \cdot \sin \Psi \cdot u_y \cdot M \quad , \quad (3.10)$$

wobei  $\omega_{Erde}$  die Winkelgeschwindigkeit der Erde beschreibt,  $\Psi$  den Breitengrad und  $M$  die Masse des mit  $u$  strömenden Wasserkörpers.

Die zur See hin strömenden Wassermassen sind oftmals während des Ebbstroms schneller als der binnenwärts gerichtete Flutstrom. Somit sind Ebbstromrinnen weitaus deutlicher ausgeprägt als Flutstromrinnen. Anschaulich ist dies dadurch erklärbar, dass der Flutstrom dem einmündenden Flusswasser entgegenwirkt. Der Ebbstrom wird durch den Abfluss der Flüsse verstärkt. *Lassen* und *Siefert* (1985) haben für Ästuar in der Deutschen Bucht festgestellt, dass das Verhältnis von Flutstromdauer zu Ebbstromdauer ungefähr 0,84 beträgt.

## 3.2 Wellen

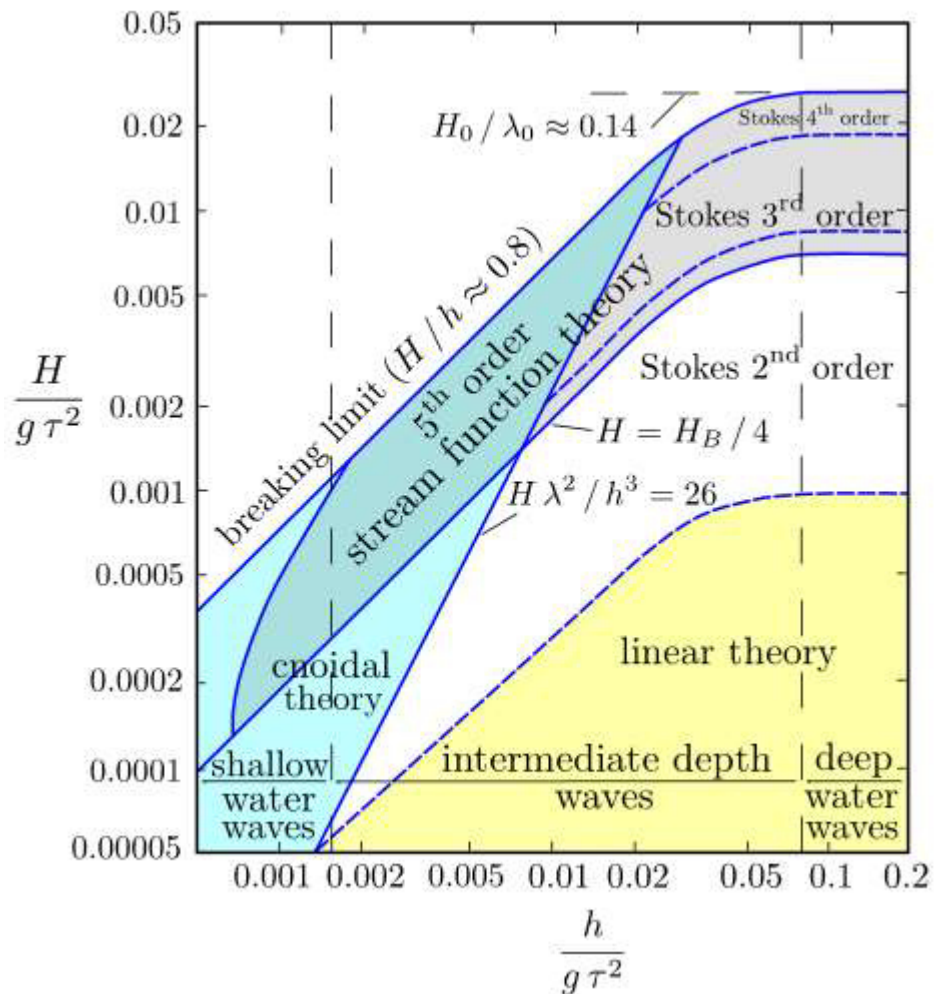
Wellenartige Wasserbewegungen im Meer können auf verschiedene Weisen erzeugt werden und können sehr unterschiedliche Dimensionen haben. Oft sind sie vom Wind erzeugt oder als Tide ein Effekt der Anziehungskräfte von Mond, Sonne und Erde. Auch Erdbeben, Bergstürze oder Schiffe können Wellen verursachen. Die Tidewellen haben vor allem durch die von ihnen erzeugten Strömungen einen Einfluss auf den Verlauf und das Erscheinungsbild unserer Küsten. Auch durch windgenerierte Wellen werden Strömungen erzeugt. Jedoch geschieht dies in sehr viel kleinerem Maßstab dort, wo sie Grundberührung haben. Sie treten beispielsweise als Rippströmungen an Stränden auf.

Die mathematische Beschreibung von Wellen erfolgt durch Wellentheorien. Zu unterscheiden gilt es zwischen linearen und nicht-linearen Wellentheorien.

Diese Theorien dienen dazu, die Wellen durch Parameter wie z. B. Wellenhöhe  $H$ , Wellenperiode  $T$  und Wellenrichtung  $\Theta$  zu beschreiben. Mit ihrer Hilfe können auch weitere Größen wie das Strömungsverhalten und die Druckverteilung unter einer Welle beschrieben werden. Dies ist insbesondere wichtig, wenn die Welle als eine die Strömung und den Sedimenttransport beeinflussende Größe betrachtet wird. Bei den linearen Wellentheorien ist die nach *Airy* von besonderer Bedeutung, bei den nicht-linearen sind vor allem die nach *Stokes* sowie die Cnoidale Wellentheorie zu nennen. Die Anwendungsbereiche der verschiedenen Wellentheorien sind in Abbildung 13 in Abhängigkeit des Verhältnisses von Wellenhöhe  $H$  und Wassertiefe  $h$  dargestellt.

Die numerische Berechnung der Wellen kann entweder durch phasengemittelte Modelle oder durch phasenauflösende Modelle erfolgen. Zu den phasenauflösenden Modellen zählen z. B. die Boussinesq-Modelle, welche jede Einzelwelle in ihrer zeitlichen und räumlichen Ausbreitung beschreiben. Sie können Effekte wie Reflexion, Diffraktion und nichtlineare Flachwassereffekte abbilden und werden meist für kleinere Gebiete mit wenigen Quadratkilometern Fläche eingesetzt. Die spektralen Wellenmodelle, wie z.B. das hier benutzte Modell WWM II, sind phasengemittelte Modelle. Sie können die meisten wichtigen Prozesse abbilden und wurden entwickelt, um große Seegebiete oder ganze Ozeane zu simulieren (*Roland*, 2009). Im Laufe der Zeit wurden die spektralen Wellenmodelle so weit entwickelt, dass sie auch in Küstenregionen mit den dort zum Tragen kommenden Flachwassereffekten gute Ergebnisse liefern.

Im Folgenden werden die einzelnen Wellenprozesse beschrieben sowie einzelne theoretische Ansätze erläutert, mit denen die Prozesse mathematisch abgebildet werden können.



**Abbildung 13: Anwendungsbereiche verschiedener Wellentheorien [nach B. Le Méhauté (1976)]**

Die Cnoidale-Wellentheorie eignet sich besonders zur Beschreibung von Flachwasserwellen ( $0,02 < h/L \leq 0,1$ ). Im Tiefwasser ( $h/L > 0,5$ ) sowie im Übergangsbereich ( $0,1 < h/L \leq 0,5$ ) führt die Anwendung der Stokes'schen Wellentheorie höherer Ordnung zu den besten Ergebnissen. Für ingenieurtechnische Anwendungen wird, wegen des im Gegensatz zu den nicht-linearen Theorien wesentlich geringeren Rechenaufwands, oft die lineare Wellentheorie nach Airy verwendet. Sie liefert für einen breiten Bereich vom Tief- bis zum Flachwasser meist ausreichend genaue Ergebnisse.

Eine Abgrenzung der Anwendbarkeit kann mit Hilfe des Ursell-Parameters erfolgen.

$$U_r = \frac{L^2 \cdot H}{h^3} \quad (3.11)$$

Jedoch sind die Grenzen nicht abschließend festgelegt. Bei Ursell-Parametern  $< 10$  ist die Theorie nach Stokes anzuwenden, bei Werten  $> 25$  die Cnoidale Wellentheorie. Im Bereich von  $10 < U_r < 25$  können beide Wellentheorien Anwendung finden (Hardy und Kraus, 1987).

Ein weiterer Parameter zur Beschreibung von Wellen ist die Wellenzahl  $k$ . Sie ergibt sich zu

$$k = \frac{2 \cdot \pi}{L} \quad (3.12)$$

und ist einzig abhängig von der Wellenlänge  $L$ .

### 3.2.1 Wellenbildung

Die durch Wind erzeugten Wellen entstehen initial wahrscheinlich durch Druckschwankungen auf der glatten Wasseroberfläche. *Neumann* (1941) gibt für die Entstehung von Wellen eine Mindestwindgeschwindigkeit von  $U = 69,5 \text{ cm/s}$  an. Des Weiteren stellt er eine Beziehung zwischen Wellenlänge  $L$ , Wellenhöhe  $H$  und der Windgeschwindigkeit  $U$  bezogen auf die maximal angeregte Initialwelle her. Neuere Quellen sprechen von geringeren Windgeschwindigkeiten. *Kamphuis* (2000) nennt z. B. eine Windgeschwindigkeit von  $U = 23 \text{ cm/s}$ , die nötig ist, um die Oberflächenspannung des Wassers zu überwinden.

Eine Methode zur Vorausberechnung windgenerierten Seegangs wurde von *Sverdrup* und *Munk* (1947) veröffentlicht und von *Bretschneider* (1958) erweitert. Diese Methode basiert, ebenso wie die JONSWAP-Methode, auf empirischen Beobachtungen. Sie werden als parametrische Wellenvorhersagemethoden bezeichnet, da sie von Windparametern auf Wellenparameter schließen. Bei der JONSWAP-Methode werden bei vorgegebener Windgeschwindigkeit anhand der Dauer eines Windereignisses, der Wirkungslänge (Fetch) und der Wassertiefe  $h$  im Generierungsgebiet die Wellenhöhe  $H$  und Wellenperiode  $T$  an der Küste bestimmt. Es wird davon ausgegangen, dass bei unendlicher Wirklänge und Wassertiefe sowie sehr langer Wirkdauer des Windes ein ausgereifter Seegang erzeugt wird. Somit stehen die vom Wind zugeführte Energie und die von den Wellen durch innere Reibung und Turbulenz dissipierte Energie im Gleichgewicht. Im Falle begrenzter Wirkdauer, Fetchlänge oder Wassertiefe werden die vorhergesagten Wellen kleiner.

Die Wellenberechnung nach der Jonswap-Methode ist in *CERC* (1984) ausführlich beschrieben. Im heutigen Zeitalter der Computermodelle ist sie sicherlich nicht mehr die genaueste Möglichkeit der Wellenvorhersage, kann aber zur Ergebnisüberprüfung oder zur schnellen Abschätzung des Seegangs verwendet werden. Das in *CERC* (1984) abgedruckte Nomogramm zur Wellenvorhersage ist in Abbildung 14 dargestellt. Mit Kenntnis der Wirklänge und der Windgeschwindigkeit können Wellenlänge und -periode ermittelt werden.

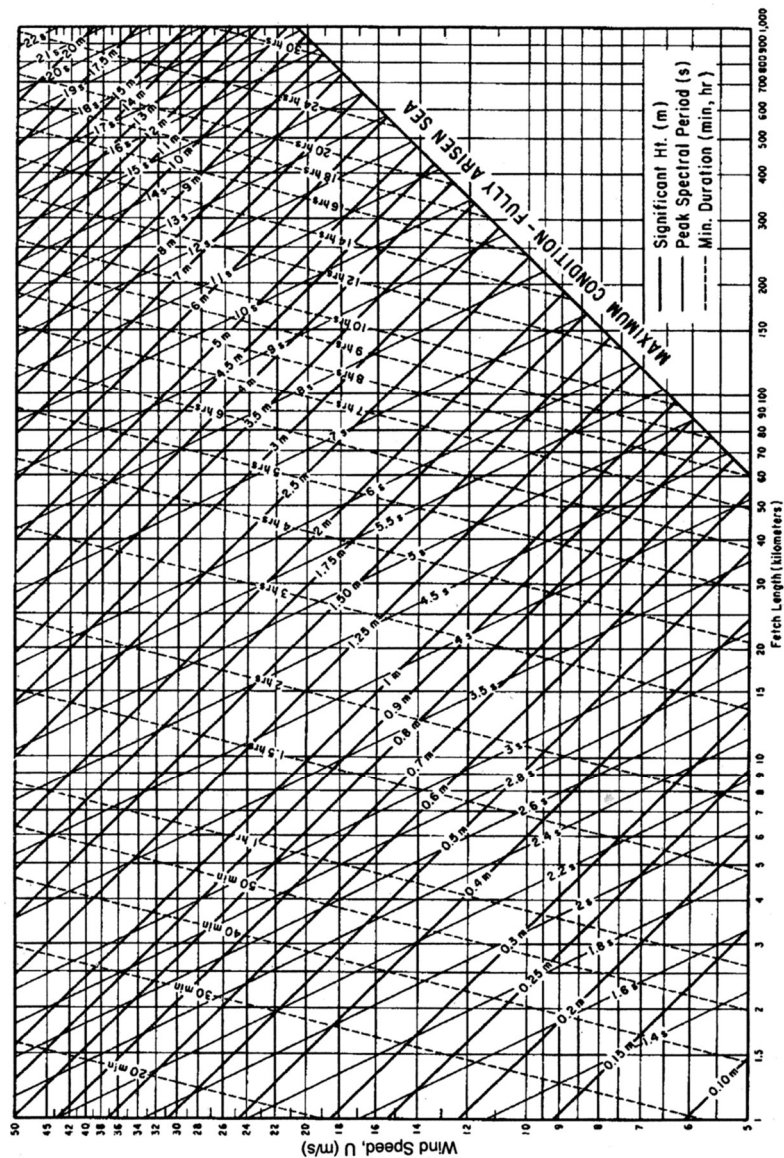


Abbildung 14: Nomogramm zur Wellenvorhersage [aus CERC (1984)]

### 3.2.2 Wellenfortpflanzung

Wellen verändern über die Zeit und/oder über die Strecke ihre Geschwindigkeit, Form und Richtung. Diese Faktoren sind u. a. abhängig von dem allgemeinen Seegangsbild, der Wassertiefe, evtl. vorhandenen Hindernissen oder den vorherrschenden Windbedingungen.

Die Berechnung der Fortpflanzungsgeschwindigkeit ist in erster Linie abhängig von der Wellenhöhe im Verhältnis zur Wassertiefe. Eine Beschreibung einiger numerischer Wellenmodelle erfolgt in Kapitel 4.1.2.

### 3.3 Sedimenttransport

Sedimentbewegungen sind im Küstenbereich unter verschiedenen Gesichtspunkten von Bedeutung: der Veränderung der Küstenlinie, des Küstenschutzes oder der für die Schifffahrt notwendigen Wassertiefe. U.a. wegen der unterschiedlichen Transporteigenschaften wird der Sedimenttransport nach Geschiebe und Suspension unterschieden. Diese sind gegeneinander nicht exakt abgrenzbar (Zanke, 2002). Die Art, wie ein Korn bewegt wird, hängt von der Korngröße sowie der Strömungsgeschwindigkeit und der Turbulenz ab.

Im Küstenbereich wird unterschieden zwischen dem Transport entlang des Küstenverlaufs (Küstenlängstransport, Kapitel 2.6) und demjenigen orthogonal zu diesem (Küstenquertransport, Kapitel 2.7). Zwar sind diese beiden Prozesse nicht unabhängig voneinander, werden aber bei ingenieurtechnischen Fragestellungen oft getrennt betrachtet.

#### 3.3.1 Bewegungsbeginn durch Strömung

Um Berechnungen zum Sedimenttransport anstellen zu können, sind einige grundlegende Definitionen notwendig. In der Natur vorkommendes Sediment ist immer innerhalb eines Korngrößenbereiches verteilt. Für die Berechnung ist ein maßgeblicher Korndurchmesser  $d_m$  anzusetzen, z. B. der Folgende nach Meyer-Peter und Müller (1949):

$$d_m = \frac{\sum (\overline{d_i} p_i)}{100} . \quad (3.13)$$

$\overline{d_i}$  beschreibt hier den Durchmesser einer Kornfraktion,  $p_i$  ihren prozentualen Anteil.

Nach Zanke (2001) kann bei relativ gleichförmigen Sedimenten angesetzt werden:

$$d_m \approx d_{50} . \quad (3.14)$$

Führböter (1961) schlägt für die Ermittlung von  $d_m$  vor

$$d_m = \frac{d_{10} + d_{20} + d_{30} + \dots + d_{90}}{9} \quad (3.15)$$

Die Grenze zwischen Ruhe und Bewegung eines Korns kann mit verschiedenen Parametern beschrieben werden. Dies sind meist die kritische Geschwindigkeit  $v_c$  oder die kritische Schubspannung  $\tau_c$ . Es können aber auch der kritische Korndurchmesser  $d_c$ , das kritische Gefälle  $I_c$  oder die kritische Wassertiefe  $h_c$  sein. 1935 veröffentlichte Hjulström eine auf empirischen Daten beruhende Kurve, welche die Grenze zwischen Ruhe und Bewegung von Sediment in Abhängigkeit der mittleren Fließgeschwindigkeit und des Korndurchmessers beschreibt. Die Hjulström-Kurve ist aus Naturmessungen abgeleitet und dimensionsbehaftet. Sie gilt für Wassertiefen zwischen 1 und 5 m und für Sedimente mit einer Dichte von  $\rho_F = 2.650 \text{ kg/m}^3$ . Nach Zanke (1982) kann die Kurve beschrieben werden mit

$$v_c = \alpha_H \cdot \left( \sqrt{\rho' g d} + 5,25 c_A \frac{\nu}{d} \right), \quad (3.16)$$

wobei der Faktor  $\alpha_H$  eine obere Grenze ( $\alpha_H = 2,8$ ) und eine untere Grenze ( $\alpha_H = 1,5$ ) für die kritische Geschwindigkeit beschreibt,  $d$  die Korngröße ist,  $\nu$  die kinematische Viskosität und  $c_A$  die Kohäsivität ( $0 < c_A < 1$ ). Bei natürlichen Sanden ist  $c_A \sim 1$  (Zanke, 1982).

Eine weitere Möglichkeit, Aussagen über den Bewegungsbeginn eines Kornes zu treffen, besteht mit dem auf Shields zurückgehenden Parameter  $\tau^*$ . Er beschreibt das Verhältnis von Schubspannung zu Normalspannung infolge Eigengewichts der oberen Kornschicht. Aufgrund seiner Konstruktion entspricht  $\tau^*$  dem Reibungswinkel des Sediments.

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d} = \frac{v^{*2}}{\rho' \cdot g \cdot d} \quad (3.17)$$

Hierbei ist  $\tau_b$  die Sohlschubspannung und  $\tau^*$  die dimensionslose Schubspannung. Weiter ist  $v^*$  die Schubspannungsgeschwindigkeit (m/s) gemäß Gl. 3.8.

In turbulenzfreier Strömung hängt die kritische Schubspannung und somit der Bewegungsbeginn der Körner ausschließlich vom Reibungswinkel  $\phi$  ab. Dieser liegt für Sand bei ungefähr  $30^\circ$ . In der Natur werden die kritischen Schubspannungen regelmäßig nur dann erreicht, wenn die Strömung turbulent und die viskose Grenzschicht so dünn ist, dass die Sedimentkörner selbst in dem Bereich der Turbulenz liegen (Zanke, 2002). Nach Zanke sind unter diesen Umständen zwei Phänomene zu beachten.

1. Die auf ein Korn wirkende Schubspannung variiert über die Zeit. Maßgebend für eine Bewegung der Körner sind die Spitzenwerte der Schubspannung die, in Abhängigkeit von der Schwankungsbreite, größer sind als der zeitliche Mittelwert der Schubspannungen.
2. Bedingt durch die Turbulenz entstehen Druckschwankungen, die wiederum Liftkräfte auf das Korn ausüben.

Da die beschriebenen Phänomene zufälliger Natur sind, können sie nur statistisch beschrieben werden. Sie sind abhängig vom Reibungswinkel des Sediments, den Turbulenzschwankungen, der Kohäsion und der relativen Wassertiefe (Zanke, 2002).

Zur rechnerischen Bestimmung von Transportmengen werden aufgrund der unterschiedlichen Arten des Transports Geschiebetransport und Transport in Suspension unterschieden. Die Abgrenzung zwischen diesen Transportarten ist meist nicht exakt möglich. Laut Zanke (2001), modifiziert nach Kresser (1964) lässt sich folgende Abschätzung treffen:

$$d_{gr} = \frac{u_m^2}{218 \rho' g}. \quad (3.18)$$

Körner mit einem kleineren Durchmesser als dem Grenzdurchmesser  $d_{gr}$  werden somit in Suspension transportiert, Körner mit  $d > d_{gr}$  als Geschiebe. Nach *Wiesemann* (2009) zeigte sich in Laborversuchen, dass diese Abgrenzung nicht scharf durchzuführen ist, jedoch zu ersten Annäherungen führt.

Der kritische Shieldswert kann unter Berücksichtigung der Turbulenz für Korngrößen  $> 0,02$  mm nach *Zanke* (2001) berechnet werden zu

$$\tau_{cr}^* = \frac{0,7 \cdot \tan\left(\frac{\varphi}{1,5}\right)}{\left(1 + 1,8 \frac{u'_{rms,b}}{u^*} \cdot \frac{u^*}{u_b}\right)^2 \left(1 + 0,4 \cdot \left(1,8 \frac{u'_{rms,b}}{u^*}\right)^2 \cdot \tan\left(\frac{\varphi}{1,5}\right)\right)} . \quad (3.19)$$

Der Wert  $\varphi$  beschreibt den Reibungswinkel des Sediments. Das Verhältnis der Standardabweichung der Geschwindigkeitsschwankungen zur Schubspannungsgeschwindigkeit ergibt sich zu

$$\frac{u'_{rms,b}}{u^*} = 0,31 k_s^+ \cdot e^{-0,1k_s^+} + 0,18 \cdot e^{-0,88 \frac{d}{h}} \cdot \left(1 - e^{-0,1k_s^+}\right), \quad (3.20)$$

und

$$\frac{u_b}{u^*} = 0,8 + 0,9 \frac{u_{y=ks}}{u^*}, \quad (3.21)$$

Der Index  $b$  beschreibt Werte im Abstand  $k_s$  von der Sohle,  $u'$  die Schwankungsgeschwindigkeit der Turbulenz und  $u'_{rms}$  die Standardabweichung von  $u'$ .

Die Schubspannung auf die Sedimentkörner wird für Strömungs- und Welleneinfluss getrennt berechnet. Für die Strömung ergibt sie sich nach *van Rijn* (1984)

$$\tau_s = \rho g \frac{u_c^2}{C'^2_{Chezy}} \quad (3.22)$$

mit dem Chezy-Koeffizienten der Kornrauheit

$$C'_{Chezy} = 18 \log \frac{12h}{k_s} . \quad (3.23)$$

Die wirksame Kornrauheit  $k_s$  kann nach *van Rijn* (1984) mit  $3 D_{90}$  angenommen werden.

Bei der Nutzung des Chezy-Koeffizienten ist zu beachten, dass es zwei unterschiedliche Definitionen gibt. Die hier verwendete entspricht der, welche auch *van Rijn* (1984) verwendet.

### 3.3.2 Bewegungsbeginn durch Wellen

Für die Wellen kann die Schubspannung  $\tau_w$  nach *Kleinhans* und *Grasmeijer* (2006) berechnet werden:

$$\tau_w = \frac{1}{2} \rho f_w U_{rms}^2 , \quad (3.24)$$



wobei

$$U_{rms}^2 = \sqrt{2} \left( U_{rmsX}^2 + U_{rmsY}^2 \right)^{0,5} \quad (3.25)$$

und

$$f_w = \exp \left( -5,977 + 5,213 \left( \frac{A_{rms}}{k_{sw}} \right)^{-0,194} \right). \quad (3.26)$$

$U_{rms}^2$  ist der quadratische Mittelwert der Orbitalgeschwindigkeit mit seinen Küstenlängs- und Küstenquerkomponenten  $U_{rmsX}$  und  $U_{rmsY}$ . Der quadratische Mittelwert der bodennahen Orbitalamplitude  $A_{rms}$  ergibt sich aus  $U_{rms}$  und dem quadratischen Mittelwert der Wellenperiode

$$A_{rms} = \frac{U_{rms} T_{rms}}{2\pi}. \quad (3.27)$$

### 3.3.3 Geschiebetransport

Der Transport von Sedimenten entlang der Sohle wird als Geschiebetransport bezeichnet. Es gibt eine Vielzahl von Formeln zur Berechnung des Geschiebetransportes, von denen die meisten auf physikalischen Grundlagen beruhen, die durch Faktoren an Messungen angepasst wurden. Es existieren zudem Formeln, die rein empirisch entwickelt wurden, z. B. nach *Zanke* (1990), *Nielsen* (1992).

So geben z. B. *Soulsby* und *Damgaard* (2005) für verschiedene Bedingungen unterschiedliche Transportformeln an. Sie differenzieren zwischen gleichförmiger Strömung, Strömung mit sinusförmigen Wellen und Strömung mit asymmetrischen Wellen.

Nach *Zanke* (1999) kann der Geschiebetransport je Breitereinheit weitgehend analytisch berechnet werden, indem die Dicke einer bewegten Sedimentschicht ermittelt und mit der mittleren Fortbewegungsgeschwindigkeit des Sedimentes multipliziert wird. Die Dicke der bewegten Sedimentschicht errechnet *Zanke* zu

$$s = d \cdot \frac{R(\tau^* - R\tau_c^*)}{(1-n) \left( \tan \varphi - \frac{\rho_F}{\rho_F - \rho} I_{So} \right) - n \cdot \tau^* \cdot \frac{d}{h}}. \quad (3.28)$$

Die Formel vereinfacht sich unter Ausschluss von steilen und sehr flachen Gerinnen zu

$$\frac{s}{d} = 2,8 \cdot R (\tau^* - R \cdot \tau_c^*). \quad (3.29)$$

$R$  beschreibt das Risiko eines Kornes, bewegt zu werden.

Die mittlere Geschwindigkeit der bewegten Sedimentschicht ergibt sich nach *Zanke* zu

$$u_{s,m} = 0,5 u_m \frac{\left( \left( (y_D + s) \cdot \frac{u^*}{v} \right)^{-2} + P_{yt} \left( 2,5 \ln \left( \frac{y_D + s}{k_s} \right) + C \right)^{-2} \right)^{-0,5}}{2,5 \left( \ln \left( \frac{h}{k_s} \right) - 1 \right) + C} . \quad (3.30)$$

Hierin ist C die Integrationskonstante

$$C = 2,5 \ln \left( \frac{1}{0,033 + \frac{0,1}{k_s^+}} \right) . \quad (3.31)$$

Der Angriffspunkt  $y_D$  der resultierenden Kraft am Korn ergibt sich im überkritischen Bereich zu

$$y_D = 0,1125 \cdot d_{50} . \quad (3.32)$$

Die Wahrscheinlichkeit  $P_{yt}$ , dass die oberen Sedimentkörner nicht innerhalb der zähen Grenzschicht liegen, ergibt sich zu

$$P_{yt} = 1 - e^{-0,08 u^* \frac{y}{v}} . \quad (3.33)$$

Eine weitere Formel zur Berechnung des Geschiebetransportes wurde 1949 von Meyer-Peter/Müller veröffentlicht. Sie wurde für gröbere Körner und große Gefälle entwickelt. Somit ist sie auch nur für diese Randbedingungen passend. Der Einfluss der Reynoldszahl wird im Gegensatz zu Zanke (1999) nicht Berücksichtigt. In der hier dargestellten Form wird die Wirkung des Ufers vernachlässigt, was bei breiten und flachen Gewässern zulässig ist.

$$m_G = 8 \cdot \rho_F \cdot \sqrt{\rho' g d_m^3} \cdot \left( \tau^* \frac{k_{St}}{k_r} - \tau_c^* \right) , \quad (3.34)$$

wobei  $k_{St}$  der Strickler-Koeffizient ist und nach *Meyer-Peter* und *Müller* (1949)

$$k_r = \frac{26}{d_{90}^{1/6}} . \quad (3.35)$$

Die Schubspannung wird in der Formel durch das Verhältnis von Strickler-Wert  $k_{St}$  zu Kornrauheit  $k_r$  abgemindert.

### 3.3.4 Suspensionstransport

Der Prozess des Suspensionstransportes wird von zwei wesentlichen Einflussgrößen bestimmt. Dies sind zum einen die Konzentration des suspendierten Materials im Wasser, die in erster Linie abhängig ist von der Turbulenz, und zum anderen die vorhandene Strömung. Sind Wirbelbildung bzw. Turbulenz stark genug ausgeprägt, werden die Sedimentkörner vom Boden gelöst und in

die Wassersäule eingetragen. Als wichtigste Kenngröße dieses Prozesses nennt *Zanke* die Sinkgeschwindigkeit  $w_s$  des Sedimentkorns. Sie kann nach diversen Formeln angenähert berechnet werden. Nach *Zanke* (2002) kann sie gut beschrieben werden durch

$$w_s = 14,7 \cdot \frac{v}{d} \cdot \left( \sqrt{1 + 5,7 \cdot 10^{-3} \cdot D^{*3}} - 1 \right). \quad (3.36)$$

Die Sinkgeschwindigkeit ist durch das Gleichgewicht von der nach unten wirkenden Gewichtskraft  $F_G$  des Sedimentkorns zu der entgegengesetzt wirkenden Strömungswiderstandskraft  $F_s$  gegeben.

Grundsätzlich unterscheidet sich die Verteilung der Suspensionskonzentration innerhalb und außerhalb der Brandungszone deutlich (*EAK*, 2002). Die Konzentrationsverteilung innerhalb der Brandungszone wird von den durch die brechenden Wellen erzeugten Turbulenzen dominiert; die Sedimentparameter spielen nur eine untergeordnete Rolle. Folglich führen Berechnungsansätze zur Suspensionskonzentration auf Grundlage der Energiedissipation zu besseren Ergebnissen als die klassischen Formeln, die auf dem Einfluss der Schubspannung aufbauen. So kann die Transportrate  $q_s$  nach *Raudkivi* und *Dette* (1991) berechnet werden zu

$$q_s = \int_{z=0}^h c_{sed}(z) \cdot u_{sed}(z) dz \quad (3.37)$$

mit

$c_{sed}(z)$  = Sedimentkonzentration im Abstand  $z$  von der Sohle [ $m^3/m^3$ ] und

$u_{sed}(z)$  = horizontale Geschwindigkeit des Sediments [ $m/s$ ]; es kann hier näherungsweise die Strömungsgeschwindigkeit des Wassers in der entsprechenden Tiefe angenommen werden.

Das Konzentrationsprofil in Bodennähe kann nach *Raudkivi* und *Dette* (1991) mit

$$c_{sed}(z) = c_b \cdot e^{-a \cdot z} \quad (3.38)$$

beschrieben werden, wobei

$$a = 0,4 \cdot T \cdot \frac{w_s}{w_{s,r}} \cdot u_{m,h}^{-2} \quad (3.39)$$

mit

$a$  = Abnahmeparameter der vertikalen Konzentrationsverteilung,

$T$  = Wellenperiode,

$w_s$  = Sinkgeschwindigkeit,

$w_{s,r}$  = Sinkgeschwindigkeit bei  $d=0,25$  mm und

$u_{m,h}$  = Mittlere horizontale Orbitalgeschwindigkeit.

Die Referenzkonzentration  $c_b$  am Boden kann nach *Raudkivi* und *Dette* (1991) abgeschätzt werden mit

$$c_b = 150 \cdot \frac{w_{s,r}}{w_s} \cdot \left( \frac{u_m}{T} \right) \quad (3.40)$$

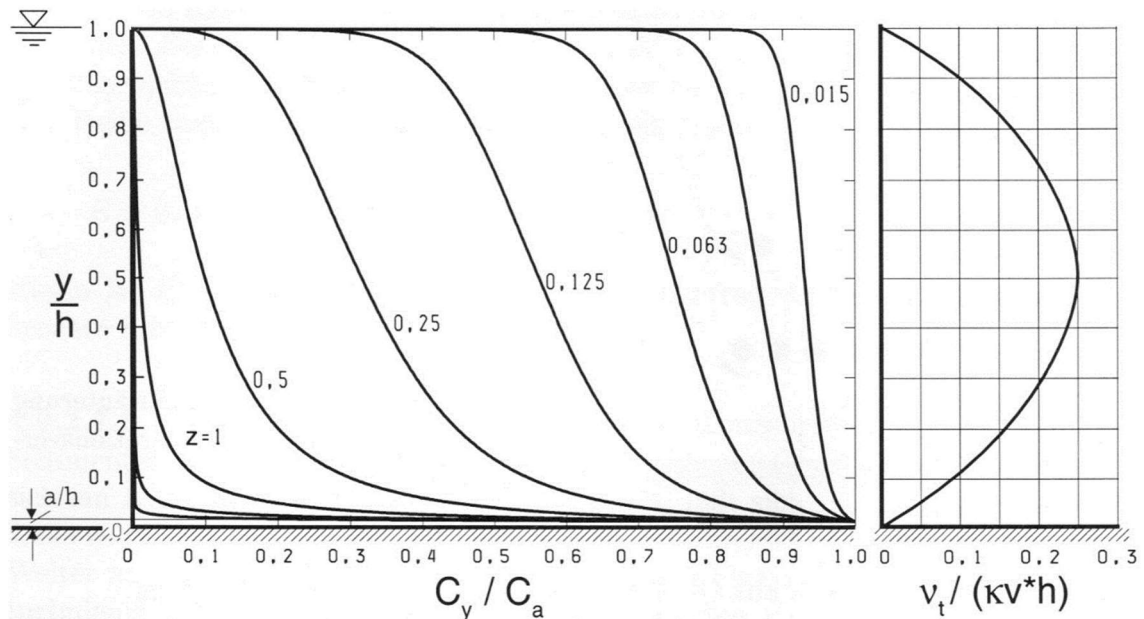
Die Verteilung der Suspensionskonzentration  $C_y$  kann nach *Rouse* (1937) analytisch berechnet werden. Hierbei muss eine bodennahe Referenzkonzentration  $C_a$  im Abstand  $a$  von der Sohle bekannt sein. In Abhängigkeit der Sinkgeschwindigkeit  $w_s$ , der von Karman-Konstanten  $k_a$ , sowie der Schubspannungsgeschwindigkeit lässt sich die vertikale Konzentrationsverteilung  $C_y$  ermitteln

$$\frac{C_y}{C_a} = \left( \frac{h-y}{y} \cdot \frac{a}{h-a} \right)^z \quad (3.41)$$

mit

$$z = \frac{w_s}{\beta \cdot k_a \cdot u^*} \quad .$$

Die Konzentrationsverteilung nach *Rouse* (1937) ist für verschiedene Werte von  $z$  in Abbildung 15 dargestellt.



**Abbildung 15: Rouse Profil für die Schwebstoffkonzentration [aus Zanke (2002)]**

Innerhalb der Brandungszone empfehlen die *EAK* (2002) eine Suspensionstransportberechnung, bei der die dissipierte Energie in Verhältnis zum suspendierten Sediment gesetzt wird. Eine analytische Berechnung der Strömungsvorgänge ist aufgrund der sich brechenden Wellen nicht möglich. Grundlage der Berechnung ist wiederum Gleichung 3.38. Die Referenzkonzentration  $c_o$  und der Abnahmeparameter  $a$  werden in diesem Fall jedoch in Abhängigkeit der Energiedissipation  $D$  ausgedrückt:

$$a = 7 \cdot T \cdot D^{-0,7} , \quad (3.42)$$

$$c_0 = 0,08 \cdot (D \cdot T)^{0,55} . \quad (3.43)$$

Eine weitere Möglichkeit,  $a$  und  $c_0$  für die Brandungszone zu berechnen, wurde von *Peters* (2000) vorgestellt. Er stellt eine Abhängigkeit zur signifikanten Wellenhöhe  $H_s$  her. Sein Ansatz basiert auf Versuchen im GWK (Großen Wellenkanal) in Hannover.

$$a = \frac{1}{h} \exp \left[ 0,396 \cdot \left( \frac{h}{H_{s0}} \right)^{2,74} \left( \frac{H_s}{H_{s0}} \right)^{-2} \left( \frac{H_{s0}}{w_s \cdot T_m} \right)^{0,211} \right] \quad \text{und} \quad (3.44)$$

$$c_0 = \rho \exp \left[ -4,159 \left( \frac{h}{H_{s0}} \right)^{-1} \left( \frac{H_s}{H_{s0}} \right)^{1,863} \left( \frac{H_{s0}}{w_s \cdot T_m} \right)^{-0,137} \right] \quad (3.45)$$

mit

$T_m$  = Mittlere Wellenperiode und

$H_s$  = Lokale signifikante Wellenhöhe.

### 3.3.5 Gesamttransport

Der Gesamttransport  $S$  setzt sich aus dem Geschiebetransport  $S_b$  und dem Suspensionstransport  $S_s$  zusammen. Z.B. nach *van Rijn* (1984) berechnet er sich empirisch wie folgt:

$$S_b = 0,053 \left( \Delta g_{50}^3 \right)^{0,5} D_*^{-0,3} T^{2,1} \quad \text{für } T < 3,0 \quad \text{und} \quad (3.46)$$

$$S_b = 0,1 \left( \Delta g_{50}^3 \right)^{0,5} D_*^{-0,3} T^{1,5} \quad \text{für } T \geq 3,0 \quad (3.47)$$

mit

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} : \quad \text{Spezifische Korndichte,}$$

$$D_* = d_{50} \left[ (\rho' - 1) g \frac{g}{v^2} \right]^{\frac{1}{3}} : \quad \text{Dimensionsloser Korngrößenparameter,}$$

$$\rho' = \frac{\rho_s}{\rho_w} : \quad \text{Relative Dichte,}$$

$$\rho_s : \quad \text{Dichte Sediment,}$$

$$\rho_w : \quad \text{Dichte Wasser,}$$

$$T = \frac{\tau_{b,c} - \tau_{b,cr}}{\tau_{b,cr}} : \quad \text{Dimensionsloser Bodenschubspannungsparameter,}$$

$$\tau_{b,c} = \rho g \left( \frac{u}{C'} \right)^2 : \quad \text{Effektive Bodenschubspannung,}$$

$$C_{Chezy} = 18 \log \left( \frac{12h}{3d_{90}} \right) : \quad \text{Chezy-Parameter,}$$

$u$ : Tiefengemittelte Geschwindigkeit,

$h$ : Wassertiefe und

$U$ : Kinematische Viskosität.

Der Suspensionstransport wird berechnet nach

$$S_s = F u h Ca$$

mit

$F$ : Formfaktor nach *van Rijn*,

$$Ca = \alpha \frac{0,15 d_{50}}{r T^{1,5} D_*^{0,5}} : \quad \text{Referenzkonzentration,}$$

$\alpha$ : Kalibrierungsparameter und

$r$ : Bodenrauigkeit.

### 3.4 Wechselwirkungen von Teilprozessen

Die bereits beschriebenen Vorgänge laufen in der Natur als ein Gesamtprozess ab, welcher zum leichteren Verständnis bzw. zwecks einer mathematischen Abstraktion unterteilt wird. Bei allen Teilprozessen, die höhere Suspensionskonzentrationen einbeziehen, ist die Änderung der Dichte des Wasser-Sediment-Gemisches im Vergleich zu reinem Wasser zu berücksichtigen.

Im Folgenden werden die wichtigsten Wechselwirkungen der einzelnen Teilprozesse dargelegt. Dabei werden in den Kapiteln 3.4.1 – 3.4.3 die Prozesse unter Einbeziehung von Sediment behandelt; in Kapitel 3.4.4 wird die Interaktion von Welle und Strömung betrachtet.

#### 3.4.1 Strömung – Sediment

Die Wirkung der Strömung auf das Sediment wurde in Kapitel 3.3 beschrieben. Jedoch gibt es auch einen umgekehrten Einfluss. Das Strömungsverhalten wird durch sich ändernde Tiefenverhältnisse, variierende Sohlformen und Transportkörper sowie durch im Wasser suspendierte Sedimente verändert.

Der Abtrag und die Anlandung von Sedimenten führen zu Veränderungen des Fließquerschnitts und damit zu Änderungen der Strömungsgeschwindigkeit. Ebenfalls auf die Strömungsgeschwindigkeit wirkt sich die Sohlbeschaffenheit aus. Je rauer die Sohle, desto grösser der Strömungswiderstand.

Der Anteil suspendierter Sedimente in der Wassersäule wirkt sich unmittelbar auf die Viskosität aus. Ein hoher Sedimentanteil erhöht die molekulare Viskosität der Suspension. Diese wiederum wirkt sich auf die Turbulenz aus.

Nach *Bagnold* (1954) kann der Einfluss der Sedimentkonzentration auf die dynamische Viskosität der Suspension  $\eta_m$  wie folgt beschrieben werden:

$$\eta_m = \eta \cdot (1 + \lambda)(1 + 0,5 \cdot \lambda) . \quad (3.48)$$

Hier beschreibt  $\lambda$  einen dimensionslosen Konzentrationsparameter. Dieser ergibt sich zu

$$\lambda = \frac{1}{\left(\frac{0,74}{C_v}\right)^{\frac{1}{3}} - 1} . \quad (3.49)$$

$C_v$  beschreibt die Volumenkonzentration, wobei die Gleichung von  $C_v = 0,001$  bis  $C_v = 0,6$  gültig ist.

### 3.4.2 Welle – Sediment

Die Wirkung der Wellen auf das Sediment liegt in erster Linie in der erhöhten Turbulenz. Zu unterscheiden sind die variierenden Auswirkungen in den verschiedenen Tiefenbereichen (Flachwasser, Übergangszone und Tiefwasser) sowie die unterschiedlichen Wirkungen auf suspendiertes und abgesetztes Sediment.

Die durch Wellen generierte Turbulenz sorgt für eine Mobilisierung der Sedimente. Dies geschieht nach *Zanke* (2001) durch zwei Effekte. Zum einen wird die effektiv am Korn wirkende Schubspannung durch die Spannungsspitzen der Turbulenz erhöht und zum anderen werden die Körner durch Liftkräfte in der Strömung effektiv leichter: die Körner werden aufgewirbelt.

In umgekehrter Richtung ist ein Einfluss des Sediments, bzw. der Sohle auf die Welle im Flachwasser zu beobachten (vgl. hierzu 3.4.3).

### 3.4.3 Sohle – Welle (Flachwassereffekte)

Bei dem Eindringen von Wellen aus tiefem in flachere Gewässer werden die Wellen von der Gewässersohle beeinflusst. Hierbei wird die Welle verändert. Die Wellenkämme schwenken parallel zum Ufer (Refraktion), die Wellenhöhe nimmt in flacherem Wasser zu (Shoaling) und die Wellen brechen schlussendlich. Diese Effekte werden im Folgenden genauer beschrieben.

#### Refraktion

Refraktion ist die kontinuierliche Beugung einer Welle infolge abnehmender Wassertiefe. Wellen laufen in tiefem Wasser schneller als in flachem. Dies hat den Effekt, dass nicht senkrecht zur

Küstenlinie anlaufende Wellenkämme zunächst küstenseitig gebremst werden. Der noch im tieferen Wasser befindliche Teil läuft somit schneller. Der weiter von der Küste entfernte Teil eines Wellenkamms holt also auf. Dieser Prozess kann mit dem Snell'schen Gesetz beschrieben werden:

$$\frac{\sin \Theta_1}{\sin \Theta_2} = \frac{c_1}{c_2} \quad . \quad (3.50)$$

Der Sinus des lokalen Richtungswinkels  $\Theta$  einer Welle ändert sich proportional zur Änderung der Wellengeschwindigkeit  $c$ .

Der Refraktionskoeffizient  $k_R$  folgt aus

$$k_R = \sqrt{\frac{\cos \Theta_0}{\cos \Theta}} \quad . \quad (3.51)$$

### Shoaling

Beim Erreichen flacheren Wassers ändern sich Länge, Höhe und Geschwindigkeit der Wellen. Nach der linearen Wellentheorie nimmt die Wellenhöhe zunächst ab und steigt dann wieder an. Das Ansteigen wird durch das Wellenbrechen begrenzt. Dieser Vorgang wird als „Shoaling“ bezeichnet. Beschrieben werden kann er durch den Shoaling-Koeffizienten

$$k_S = \sqrt{\frac{c_0}{2 \cdot c_g}} \quad . \quad (3.52)$$

Mit Hilfe von  $k_S$ ,  $k_R$  und der Wellenhöhe im Tiefwasser  $H_0$  kann die Wellenhöhe der transformierten Welle im Flachwasser bestimmt werden:

$$H = k_S \cdot k_R \cdot H_0 \quad . \quad (3.53)$$

### Wellenbrechen

Das Brechen von Wellen kann zwei Gründe haben. Zum einen kann das Verhältnis von Wellenhöhe zu Wassertiefe ein kritisches Maß übersteigen, zum anderen können Wind und Strömung zu einem Brechen der Welle aufgrund einer Überschreitung der Grenzsteilheit der Welle führen. Letztgenanntes ist vor allem im Tiefwasser von Bedeutung und wird an dieser Stelle nicht weiter behandelt. Als Grenzkriterium im Flachwasser gilt nach *Munk* (1949)

$$\frac{H_b}{h_b} = 0,78 \quad . \quad (3.54)$$

Nach *CERC* (1984) wird der Brechpunkt definiert durch die empirische Formel

$$\frac{H_b}{h_b} = \left( c_1 - c_2 \frac{H_b}{gT^2} \right) \quad (3.55)$$



mit

$$c_1 = 43,75(1 - e^{-19m})$$
$$c_2 = \frac{1,56}{1 + e^{-19,5m}},$$

wobei  $m$  die Strandneigung beschreibt.

Das Wellenbrechen wird in drei Grundarten (Abbildung 16) eingeteilt, welche mit der Brecherkennzahl  $\xi$  beschrieben werden:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad (3.56)$$

Die Art des Wellenbrechens ist in erster Linie von der Strandneigung abhängig, aber auch die Wellenhöhe und Wellenlänge im Tiefwasser spielen eine Rolle.

- Schwallbrecher ( $\xi < 0,5$ ):

Schwallbrecher treten bei flacher Strandneigung und steilen Wellen auf. Das Brechen geschieht über eine Distanz von mehreren Wellenlängen. Es gibt nur geringe Reflexionen.

- Sturzbrecher ( $0,5 < \xi < 3,3$ ):

Sturzbrecher treten bei steileren Stränden und flacheren Wellen auf. Die Wellenkronen überholt das Wellental und stürzt dann hinein. Sie sind typisch für das Brechen von Schwell an Sandstränden.

- Reflexionsbrecher ( $\xi > 3,3$ ):

An steilen Stränden entstehen meist Reflexionsbrecher. Die Welle läuft den Strand hinauf und wieder hinab. Ein wirkliches Brechen der Welle ist nicht zu beobachten. Es wird viel Wellenenergie reflektiert.

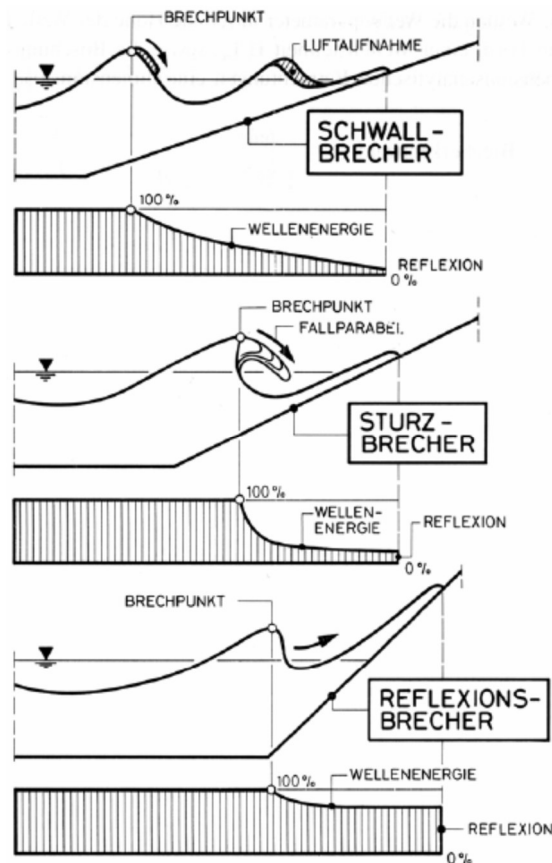


Abbildung 16: Brechertypen [aus *Führbörter* (1991)]

### 3.4.4 Welle – Strömung

Der wechselseitige Einfluss von Welle und Strömung äußert sich in vielfältigen Phänomenen. Diese sind in größerem Maßstab z. B. bei einer Veränderung der Wellenlänge und -frequenz, in kleinem Maßstab bei einer Änderung der Orbitalgeschwindigkeiten zu beobachten. So führen z. B. gegen die Strömung laufende Wellen zu einer Erhöhung der relativen Frequenz. Bei konstanter absoluter Wellenfrequenz bewirkt dies eine Abnahme der Wellenlänge und der Gruppengeschwindigkeit. Umgekehrt führt ein mit der Strömung laufender Seegang zu einer Reduktion der relativen Frequenz und somit zu einer Steigerung der Gruppengeschwindigkeit und die Wellenlänge. So können sich die Wellenhöhe um bis zu 10% und die Wellenlänge um bis zu 20% ändern (Longuet-Higgins und Stewart, 1960, 1961).

#### Wellenimpulsfluss (Radiation Stress)

Als Radiation Stress oder Wellenimpulsfluss wird ein durch Wellen hervorgerufener, horizontaler Impulsfluss bezeichnet. Er setzt sich zusammen aus einem Anteil der horizontalen Orbitalgeschwindigkeiten  $I_{\text{Orbital}}$  und dem dynamischen Druck der Wellen  $I_{\text{Druck}}$ . Die Aufteilung berechnet sich zu

$$I_{\text{Orbital}} = \int_0^{d+\eta} \rho u^2 dz \quad \text{und} \quad (3.57)$$

$$I_{Druck} = \int_0^{\overline{h+\eta}} p_{dyn} dz . \quad (3.58)$$

Die Addition von  $I_{Orbital}$  und  $I_{Druck}$  ergibt den gesamten Wellenimpulsfluss in Wellenlaufrichtung (s-Richtung)  $I_{ges}$

$$I_{ges} = \int_0^{\overline{h+\eta}} (p_{dyn} + \rho u^2) dz = S_{ss} . \quad (3.59)$$

Nach linearer Wellentheorie lässt sich  $S_{ss}$  berechnen zu

$$S_{ss} = \frac{1}{8} \rho g H^2 \left( \frac{1}{2} + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right) . \quad (3.60)$$

Der Anteil des Wellenimpulsflusses quer zur Wellenlaufrichtung (n-Richtung) ergibt sich rein aus dem Druckanteil und berechnet sich nach linearer Wellentheorie zu

$$S_{nn} = \frac{1}{8} \rho g H^2 \frac{kh}{\sinh(2kh)} . \quad (3.61)$$

Bei Betrachtung des Wellenimpulsflusses in Wellenlaufrichtung und quer dazu, folgt unter Berücksichtigung der zweidimensionalen Airy-Theorie der folgenden Tensor  $\mathbf{S}$

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} S_{ss} & S_{sn} \\ S_{ns} & S_{nn} \end{bmatrix} = E \cdot \begin{bmatrix} \frac{2kh}{\sinh(2kh)} + \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & \frac{kh}{\sinh(2kh)} \end{bmatrix} \quad (3.62)$$

mit

$$E = \frac{\rho g H^2}{8} .$$

### Stokesdrift

Gemäß linearer Wellentheorie wird durch die Welle keine Masse transportiert. Die Wasserteilchen bewegen sich auf geschlossenen Kreisbahnen. Diese Theorie gilt für den Bereich von dem Ruhewasserspiegel bis zur Sohle. Wird der Bereich oberhalb des Ruhewasserspiegels – zum Zeitpunkt des Wellenbergs – einbezogen, ergibt sich ein Transport in Wellenrichtung mit der Strömungsgeschwindigkeit  $\overline{u}$  :

$$\overline{u}(z) = \frac{H\omega}{2\pi \tan(kh)} \sqrt{1 - \left( \frac{2 \cdot z}{H} \right)^2} \quad \text{für } \eta_t \leq z \leq \eta_c . \quad (3.63)$$

Stokes (1847) zeigte erstmals, dass die Orbitalbahnen der Wasserteilchen nicht geschlossen, sondern leicht geöffnet sind und sich somit ein Massentransport über die komplette Wassertiefe einstellt. Die sich hieraus ergebende Geschwindigkeit  $u_{Stokes}$  wird als Stokesdrift bezeichnet und ergibt sich zu

$$u_{Stokes}(z) = \frac{1}{8} \omega k H^2 \frac{\cosh[2k(z-h)]}{\sinh^2(kh)} . \quad (3.64)$$

Die Öffnung der Orbitalbahnen ergibt sich aus der Tatsache, dass die Partikelgeschwindigkeit mit zunehmendem Abstand zu der Sohle anwächst. Somit bewegt sich ein Teilchen unterhalb des Wellenberges schneller in Wellenfortschrittsrichtung als es sich unter dem Wellental zurück bewegt. Eine Gegenüberstellung von offener und geschlossener Orbitalbahn ist in Abbildung 9 gezeigt.

### Streaming

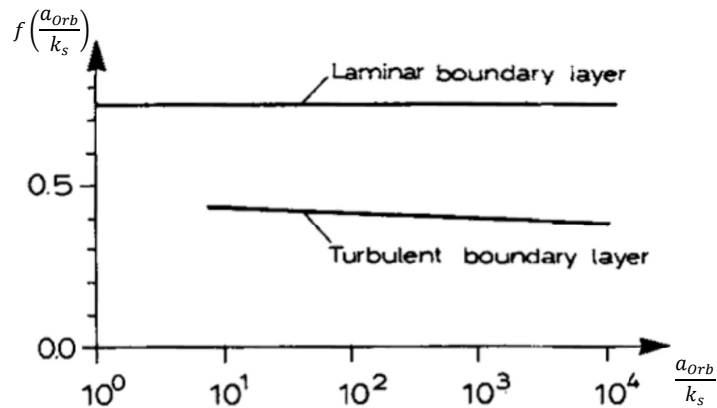
Aus der Tatsache, dass die Wellengrenzschicht keine konstante Dicke aufweist, sondern wegen der ungleichförmigen Strömungsverhältnisse unter Wellen variiert, resultiert eine weitere Strömungskomponente  $u_{s,\delta}$ . Diese ergibt sich für den oberen Rand der Wellengrenzschicht bei laminarer Strömung nach *Longuet-Higgins* (1957) zu

$$u_{s,\delta} = \frac{3}{4} \frac{|u_{b,max}^2|}{c} . \quad (3.65)$$

Für turbulente Strömung gibt *Brøker* (1985) eine Formulierung von  $u_{s,\delta}$  in Abhängigkeit der Amplitude der sohnahen Orbitalbewegung  $a_{orb}$  und der äquivalenten Sandrauigkeit  $k_s$ :

$$u_{s,\delta} = f\left(\frac{a_{orb}}{k_s}\right) \frac{|u_{b,max}^2|}{c} . \quad (3.66)$$

Die Funktion  $f\left(\frac{a_{orb}}{k_s}\right)$  ist in Abbildung 17 dargestellt.



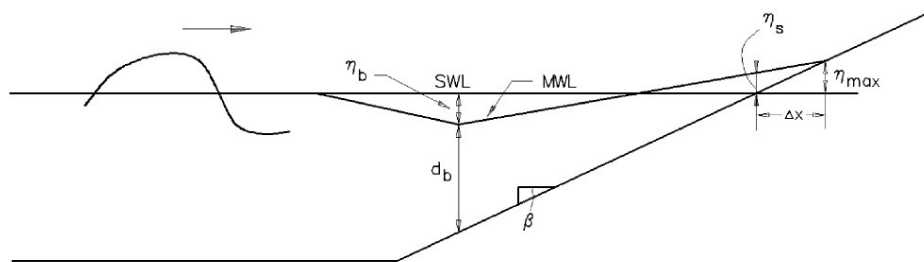
**Abbildung 17: Faktor für Streaming-Geschwindigkeit für den laminaren und turbulenten Fall nach *Brøker* (1985) [aus *Deigaard* und *Fredsøe* (1992)]**

### Brandungsstau (Wave Setup)

Als Brandungsstau wird die Veränderung des Wasserspiegels durch Wellen bezeichnet. Die Gesamtwassertiefe  $h$  setzt sich zusammen aus dem Ruhewasserspiegel  $h_{ruhe}$  und dem Brandungsstau  $\eta_s$ :

$$h = h_{ruhe} + \eta_s . \quad (3.67)$$

Der Brandungstau beginnt, wenn die Welle in den Übergangsbereich eindringt und Bodenkontakt entsteht. Es ist zunächst ein Absinken des Wasserspiegels bis zum Brechpunkt zu beobachten, wo mit  $\eta_{abs}$  der niedrigste Stand erreicht wird. Danach steigt der Wasserspiegel wieder an, bis er am Strand sein Maximum mit  $\eta_{max}$  erreicht. Bei einem Schwallbrecher betragen nach *Oumeraci* (2001)  $\eta_{abs} = -0,05 H_b$  und  $\eta_{max} = 0,3 H_b$  mit  $H_b$  = Brecherhöhe. *Bowen* gibt für  $\eta_{abs} = 0,02 - 0,04 H_b$  an und für  $\eta_{max} = 0,12 - 0,18 H_b$ .



**Abbildung 18: Brandungseffekte [aus CEM (2008)]**

Grund für den ansteigenden Wasserspiegel ist eine Verlagerung des Wellenimpulses auf die Wassersäule. Dem von See her einwirkenden Impuls steht also ein erhöhter Wasserspiegel als ausgleichende Kraft gegenüber.

## 4. Modelltechnische Anwendung

In diesem Kapitel werden zunächst die modelltechnischen Grundlagen erläutert und es wird ein Überblick über vergleichbare Modellansätze gegeben. Im Weiteren werden die verwendeten Modelle näher beschrieben sowie drei Simulationsszenarien untersucht. Hierbei handelt es sich zunächst um eine synthetische Voruntersuchung zu Phänomenen der Strömungs- und Sedimenttransportsimulation. Außerdem werden die Simulationen zweier realer Gebiete, der Deutschen Nordseeküste und der Bucht von Paranaguá, beschrieben und ausgewertet. Das Projekt PRO-MORPH, welches die Entwicklung und Anwendung von Simulationssystemen zur Modellierung von Morphodynamik im Küstenraum zum Ziel hatte wird in Kapitel 4.2 beschrieben.

Der Begriff des Modells wird heutzutage in vielerlei Zusammenhängen verwendet. Es geht jedoch immer um die Nachahmung eines Vorbilds. Im Falle der numerischen Modelle im Wasserbau geht es um die Nachbildung von in der Natur vorkommenden Prozessen, z. B. Strömung und Sedimenttransport, mit Hilfe von Computeralgorithmen. Aufgrund der großen Komplexität dieser Prozesse sind solche Modelle nur mit zahlreichen Vereinfachungen und Annahmen entwickelbar. Schon aufgrund unzureichender Kenntnisse der Teilprozesse, wie z. B. der Sinkgeschwindigkeit eines Sedimentkorns, muss sich statistischer Verfahren bedient werden, um diese Prozesse numerisch zu beschreiben.

In dieser Arbeit wird ein Modell als beschränktes Abbild der Realität verstanden, wobei diese mit Hilfe mathematischer Formulierungen computergestützt nachgebildet wird.

### 4.1 Grundlagen der Modellbildung

Im Folgenden werden die Arten der betroffenen Modelle kurz beschrieben. Es handelt sich um Strömungs-, Wellen- und Sedimenttransportmodelle. Numerische Modelle werden oftmals bei ingenieurtechnischen und wissenschaftlichen Fragestellungen eingesetzt. Sie unterscheiden sich vielfältig, z.B. nach Dimensionalität, eingesetzten numerischen Verfahren oder genutzter Modellgleichung. Die Größe des zu untersuchenden Gebietes spielt bei der Modellwahl eine entscheidende Rolle. Auch verfügbare Rechenkapazitäten sind genau wie die zu untersuchende Fragestellung entscheidungsrelevant für die Wahl des Simulationsmodells.

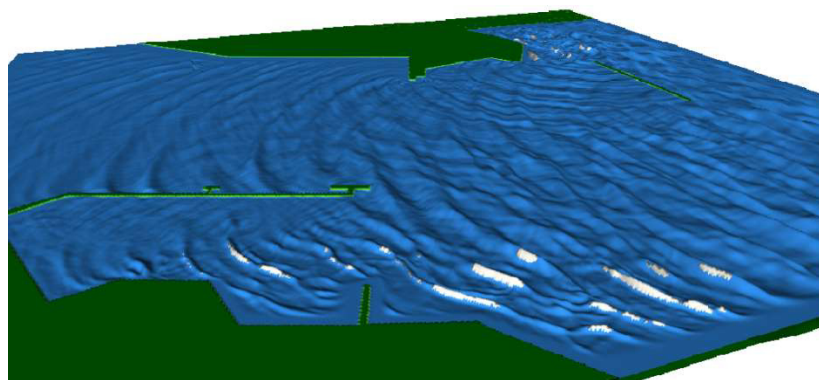
#### 4.1.1 Numerische Strömungsmodelle

Numerische Strömungssimulationen werden seit einigen Jahrzehnten durchgeführt und liefern mittlerweile sehr gute Ergebnisse. Sie können für einfache Systeme (oft Flussschläuche) eindimensional erfolgen, werden heute aber meist 2- oder 3-dimensional durchgeführt. Im Küstenbereich wird aufgrund der großen Ausdehnungen oft mit 2DH-Modellen (die Tiefenverteilung der Geschwindigkeit wird gemittelt) gerechnet. Dies hat, solange die Tiefenverteilung der Strömung von untergeordneter Bedeutung ist, den Vorteil, große Gebiete mit moderatem Aufwand berechnen zu können. Aber auch 3-dimensionale Modelle sind aufgrund der mittlerweile recht großen

Rechenkapazitäten weit verbreitet und werden kommerziell vertrieben. Durch eine geschickte Modellwahl kann oft mit geringem Rechenaufwand ein belastbares Ergebnis erzielt werden.

#### 4.1.2 Numerische Wellenmodelle

Es gibt unterschiedliche Arten von Wellenmodellen, welche spezifische Vor- und Nachteile aufweisen. Für kleinräumige Gebiete kann mittels Boussinesq- oder Mild-Slope-Modellen eine sehr genaue Simulation der örtlichen Zustände vorgenommen werden. Die Wasseroberfläche mit den einzelnen Wellen kann so sehr genau simuliert werden (siehe Abbildung 19). Dies setzt aber ein hochaufgelöstes Rechennetz voraus. Je Wellenlänge ist eine Anzahl von mindestens 6 Rechenknoten notwendig (Roland, 2006). Dies führt zu sehr kleinen CFL-Zahlen und somit zu langsamen numerischen Modellen.



**Abbildung 19: Ergebniss eines Boussinesq-Modells [aus MIKE 21 Wave Modelling - Short Discription (2011)]**

Spektrale Wellenmodelle wie SWAN oder WWM II haben nicht diese Einschränkung. Sowohl SWAN als auch WWM II erreichen ihre besten Ergebnisse im Tiefwasser (Roland, 2009), dennoch werden die wesentlichen Flachwassereffekte in ausreichender Güte wiedergegeben.

Auf dem Markt sind derzeit verschiedene Wellenmodelle verfügbar. Diese laufen entweder einzeln oder sind in größere Modellsysteme integriert. Die folgende Tabelle gibt, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, eine Übersicht über verschiedene Wellenmodelle.

**Tabelle 2: Übersicht einiger Wellenmodelle**

Name	Entwickler/Vertreiber	Teil eines Simulationssystems	Simulierte Prozesse/ Anmerkungen
Mike 21 SW	DHI	Mike 21	Spektrales Wellenmodell der dritten Generation
Mike 21 NSW	DHI	Mike 21	Spektrales Wellenmodell für den Küstennahbereich
Mike 21 EMS	DHI	Mike 21	Elliptic Mild Slope Waves
Mike 21 PMS	DHI	Mike 21	Parabolic Mild Slope Waves
Mike 21 BW	DHI	Mike 21	Boussinesq-Modell
Delft 3D/D-Waves	TU Delft/Deltares	Delft 3D Suit	Baut auf SWAN auf. Berücksichtigt Shoaling, Refraktion durch Strömung und Bodenreibung. Frequenzverschiebung durch Strömung und Tiefenänderung. Windeinflüsse, Wellen-Wellen-Interaktionen, Whitecapping, Bodenreibung und Wellenbrechen
WWIII	NOAA, Hendrik Tolman		Spektrales Wellenmodell der 3. Generation. Berücksichtigt Windeinflüsse, Energiedissipation durch Whitecapping, Wellenbrechen und Bodenreibung, Triad-Interaktionen
SWAN	TU Delft		Simulating WAVes Near-shore
WWMII	Roland/TU Darmstadt		Spektrales Wellenmodell der dritten Generation



### 4.1.3 Numerische Sedimenttransportmodelle

Auf dem Markt sind derzeit verschiedene morphodynamische Modelle verfügbar. In Tabelle 3 sind, ohne Anspruch auf Vollständigkeit, einige dieser Modelle aufgelistet.

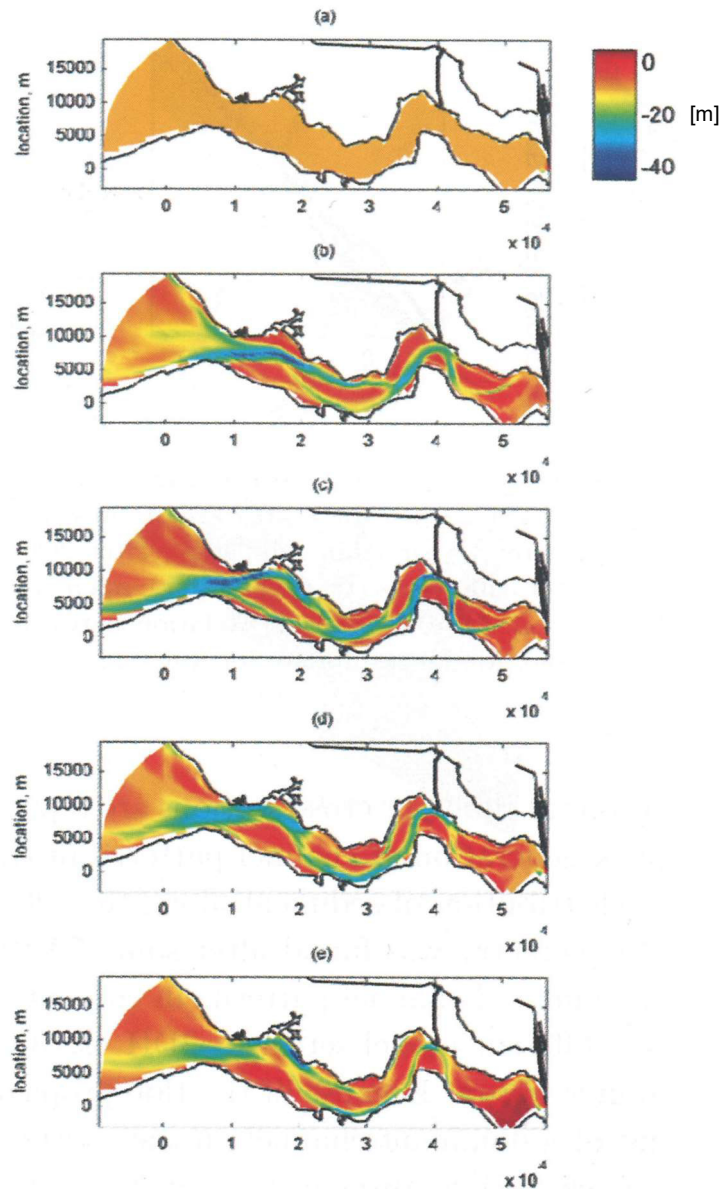
**Tabelle 3: Übersicht über verschiedene Sedimenttransportmodelle**

Name	Entwickler/ Vertreiber	Dimensionalität	Beschreibung
Mike 21 ST	DHI	2D oder 3D	Als Modul zu Mike 21 oder Mike III. Modul zur Transportberechnung von nicht-kohäsivem Material.
Mike MT	DHI	2D oder 3D	Als Modul zu Mike 21 oder Mike III. Modul zur Transportberechnung von kohäsivem Material.
Mike PT	DHI	2D oder 3D	Als Modul zu Mike 21 oder Mike III. Modul zur Transportberechnung von gelöstem oder suspendiertem Material.
Delft 3D (D-Morphology)	Deltares	2D oder 3D	Fraktionierte Transportberechnung von kohäsivem und nichtkohäsivem Sediment. Die Simulation von Baggerungen und Verklappungen ist möglich.
TIMOR 3	Zanke	2D Strömung 3D Boden  Morphodynamik Quasi 3D (Q3D)	Simulationssystem zur Berechnung von fraktioniertem Transport von kohäsivem oder nicht-kohäsivem Sediment. Die Simulation von Baggerungen und Verklappungen ist möglich. Der Sedimenttransport geschieht sowohl als Suspensions- als auch als Geschiebetransport.
SHYFEM	ISMAR-CNR	3D	Das externe Modul SEDTRANS erlaubt Transportberechnungen von nicht-kohäsivem Sediment mit SHYFEM. Es kann entweder Geschiebetransportanteil oder den Gesamttransportanteil berechnen.
ROMS	Ocean Modeling Group	3D	Im ROMS (Regional Ocean Modeling System) können auch Sedimenttransportprozesse abgebildet werden. Diese umfassen den Transport von kohäsivem und nicht-kohäsivem Sediment. Der Transportprozess wird fraktioniert simuliert. Er umfasst sowohl Geschiebe- als auch Suspensionstransport.
ECOMSED	HydroQual	2D oder 3D	Kann den Transport kohäsiver oder nicht-kohäsiver Sedimente simulieren. Basiert auf dem Princeton Ocean Model. Kann mit einem Wellenmodell gekoppelt werden.

#### 4.1.4 Dimensionalität des Modells

In der Simulation hydrodynamischer Prozesse werden verschiedene Modelle eingesetzt. Bei Simulationen von Flüssen oder bei Fragen zu Küstenabbrüchen wurden gerade in der Vergangenheit eindimensionale Modelle angewendet. Dies ist vor allem durch die geringere erforderliche Rechenkapazität zu erklären. Komplexere natürliche Systeme erfordern komplexere Rechenmodelle, um diese zu simulieren. So kamen für die Modellierung von Küsten und Ästuarsystemen zweidimensionale hydrodynamische Modelle auf, in denen ein Gebiet horizontal in x- und y-Koordinaten diskretisiert wird. Die Vertikale wird im Modell nicht diskretisiert. Diese Modelle werden als 2DH-Modelle bezeichnet. Sie haben wegen der weitaus geringeren Anzahl an Rechenknoten 3D-Modellen gegenüber den Vorteil, große Gebiete abbilden zu können. Jedoch wird die dritte Dimension, die Vertikale, nicht weiter aufgelöst, sondern mit einer mittleren Rechengröße berücksichtigt. Hierbei handelt es sich um eine in vielen Anwendungen legitime Vereinfachung, welche jedoch auch Grenzen hat. Beispielsweise ist die Modellierung der baroklinen Zirkulation nicht im Detail möglich. Im Bereich barokliner Zirkulation treten an der Oberfläche des Gewässers zeitweise anders gerichtete Strömungen auf als an der Sohle. Dieses Phänomen ist durch Dichteunterschiede im Wasser zu erklären. Es kann vorkommen, dass die gemittelte Strömung seewärts gerichtet ist, während an der Sohle eine ins Binnenland verlaufende Strömung auftritt. Die an der Sohle wirkende Strömung ist jedoch für die Sedimentfracht, insbesondere für den Geschiebetransport, maßgeblich. An diesem Effekt wird deutlich, wann 3D-Modelle notwendig werden. Ein anderes Beispiel sind die in Flüssen, vor allem in Flusskurven, auftretenden Sekundärströmungen. Hier entsteht durch Flieh- und Druckkräfte eine schraubenförmige Bewegung des Wassers, die in einem 2D-Modell keine Berücksichtigung findet. Jedoch gibt es so genannte Quasi-3D-Modelle, welche durch Korrekturfaktoren versuchen, die Ergebnisse zu verbessern. In Quasi-3D-Modellen werden die tatsächlichen, entsprechend verschwenkten bodennahen Geschwindigkeiten in einem Zwischenschritt über analytische Lösungsansätze berechnet, bevor der Sedimenttransport ermittelt wird. Da dieser weit überwiegend den sohlennahen Strömungen folgt, erhält man für die Morphodynamik auf diese Weise nahe an ein 3D-Modell herankommende Resultate.

*Van der Wegen* (2010) führte einen Vergleich verschieden-dimensionaler Modelle an der Westerschelde durch. Von einer eingeebneten Fläche ausgehend simulierte er das Gebiet mit einem 2DH-Modell, mit einem 3D-Modell und einem 3D-Modell mit nichterodierbaren Schichten, an Stellen, wo diese in der Realität bekannt sind. Die Simulationsergebnisse nach 200 Jahren sind in Abbildung 20 dargestellt. *Van der Wegen* kommt zu dem Ergebnis, dass die 3D-Modelle bessere Resultate erzielen als die 2D-Modelle. Jedoch sind die Unterschiede oft gering und im inneren Bereich der Schelde liefert die 2D-Simulation sogar teils naturähnlichere Ergebnisse. Im äußeren Mündungsbereich weisen alle Modelle gegenüber dem beobachteten Zustand Abweichungen auf. Im mittleren Bereich des Flussschlauches erzeugt das 3D-Modell mit festen Schichten die besten Ergebnisse.



**Abbildung 20: Sohlage der Westerschelde in [m] nach 200 a Simulation. (a) Ausgangstiefe, (b) 2DH-Simulation, (c) 3D-Simulation, (d) 3D-Simulation mit unerodierbaren Schichten, (e) 1998 gemessene Sohlage [aus Roelvink (2012), nach Van der Wegen (2010)]**

#### 4.1.5 Vergleich verschiedener Transportformeln

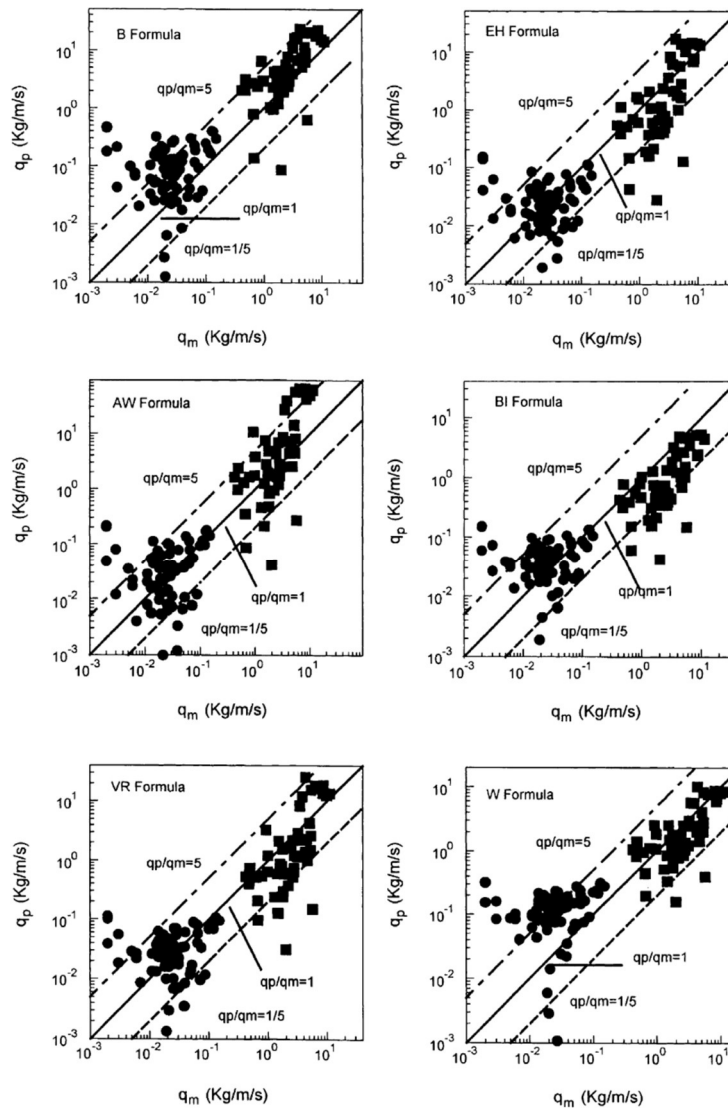
Es gibt verschiedene Transportformeln zur Berechnung des Geschiebetransports und des Strömungs- und Seegangseinfluss. Dies sind u. a. diejenigen von *Meyer-Peter* und *Müller* (1949), *Fernandez Luque* und *van Beek* (1976), *Parker, Klingeman* und *McLean* (1982), *van Rijn* (1984), *Wilson* (1987), *Nielsen* (1992), *Ribberink* (1998), *Zanke* (2000), *Soulsby* und *Damgaard* (2005).

Auf dem Markt sind derzeit verschiedene Modellsysteme zur Modellierung von Sedimenttransportprozessen verfügbar. Einige davon, welche die Berechnung des Sedimenttransports unter Welleneinfluss ermöglichen, sind in Tabelle 4 aufgeführt. Ebenfalls aufgeführt sind die in den Modellen genutzten Sedimenttransportformeln.

**Tabelle 4: Modellsysteme zur Sedimenttransportberechnung unter Welleneinfluss**

Software	Standardsedimenttransportformel
Delft 3D (Deltares)	<i>Van Rijn</i> (1993)
Mike21 ST (DHI)	<i>Bijker</i> (1967)
ROMS (Rutgers University)	<i>Soulsby</i> und <i>Damgaard</i> (2005)
TIMOR (Zanke)	<i>Zanke</i> (1999, 2001)

Umfassende Vergleiche verschiedener Transportformeln mit Messdaten wurden von *Zanke* (1987), *Bayram et al.* (2001) sowie *Habersack* und *Laronne* (2002) veröffentlicht. Verglichen wurden die Formeln von *Bijker* (1967, 1971), *Engelund* und *Hansen* (1967), *Ackers* und *White* (1973), *Bailard* und *Inman* (1981), *Van Rijn* (1984) und *Watanabe* (1992). Die Formeln beschreiben den Gesamttransport und unterscheiden dabei teilweise in Geschiebe- und Suspensionstransport (*Bijker*, *van Rijn*). *Bayram et al.* kamen zu dem Ergebnis, dass die Formulierung von *van Rijn* insgesamt die besten Resultate erzielte. In dem Vergleich von *Habersack* und *Laronne* erzielte die Formel *Zanke* (1999) gute Ergebnisse ( s. Kapitel 3.3.3).

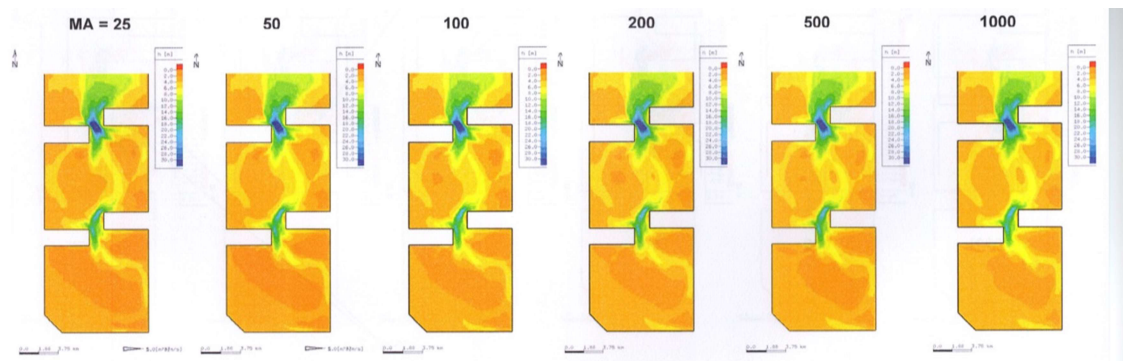


**Abbildung 21: Vergleich von gemessenen ( $q_m$ ) und berechneten ( $q_p$ ) Transportraten [aus Bayram et al. (2001)], B=Bijker, EH=Engelund und Hansen, AW=Ackers und White, BI=Bailard und Inman, VR=van Rijn, W=Watanabe**

#### 4.1.6 Morphodynamische Beschleunigung

Um in numerischen Modellen schneller zu Ergebnissen zu gelangen, bzw. längere Zeiträume, größere Gebiete oder mit einer höheren Auflösung rechnen zu können, gibt es die Möglichkeit der morphodynamischen Beschleunigung. Beispielsweise werden in Timor3 die in einem Rechenzeitschritt berechneten Sohlhöhenänderungen mit einem Faktor – dem Beschleunigungsfaktor – multipliziert. Ebenso muss die Vorhersagezeit multipliziert werden. Die Auswirkungen dieser Beschleunigung auf die Qualität der Ergebnisse hat Zanke (2008) nachgewiesen. Er konnte zeigen, dass sowohl für rein tidebeeinflusste Gebiete als auch für Areale, die gleichzeitig unter dem Einfluss von Tide und Welle stehen, morphodynamische Faktoren von mehreren 100 möglich sind. In Abbildung 22 sind die Simulationsergebnisse eines Gebietes nach 10 Jahren unter Berücksichtigung verschiedener morphodynamischer Faktoren gezeigt. Es ist ersichtlich,

dass selbst bei einem Faktor von 1000 in dem Testfall keine signifikante Ergebnisänderung eintritt.



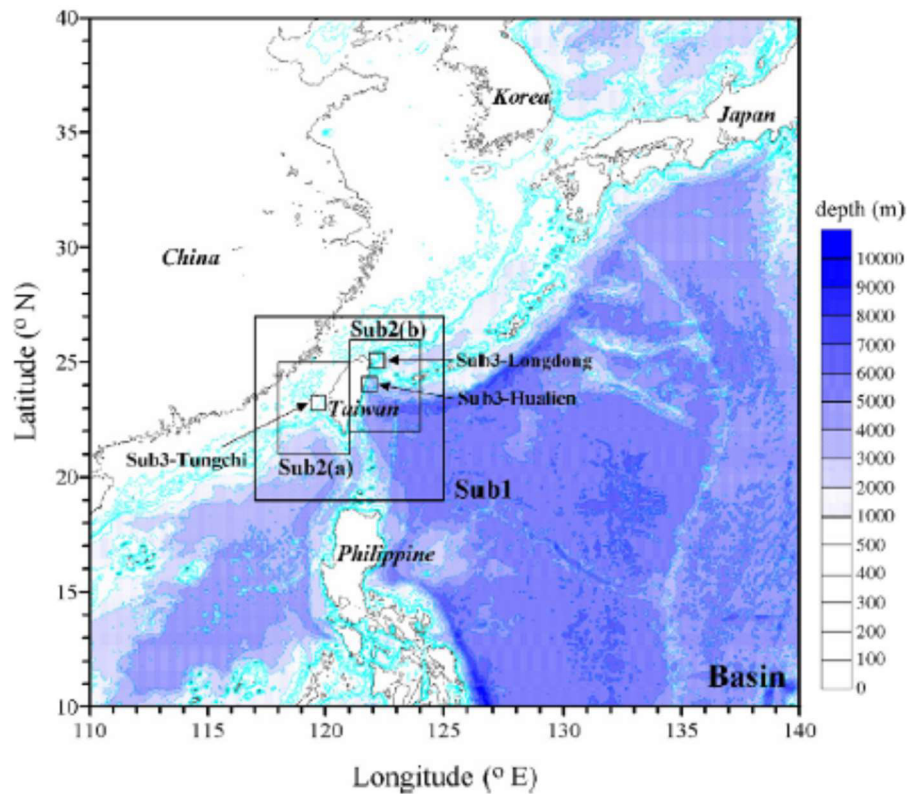
**Abbildung 22: Simulierte Sohlhöhen nach 10 Jahren unter Tide- und Welleneinfluss bei unterschiedlichen morphologischen Faktoren [aus Zanke (2008)]**

Für Simulationen, die keine absoluten Vorhersagen machen, sondern die Auswirkungen von Maßnahmen berechnen, sind sogar noch größere Faktoren möglich, ohne signifikante Einbußen in der Ergebnisqualität zu erzeugen.

#### 4.1.7 Netzstruktur

Grundsätzlich kann bei Rechnernetzen zwischen strukturierten und unstrukturierten Netzen unterschieden werden. Beide Typen haben gewisse Vor- und Nachteile. So besteht bei strukturierten Netzen, auch Gitter genannt, der Vorteil einer einfachen Beziehung von Nachbarelementen. Dies ist günstig bei der eigentlichen Berechnung. Bei unstrukturierten Netzen muss hierfür eine spezielle Liste vorgehalten werden. Außerdem ist es bei strukturierten Netzen leichter, die numerische Genauigkeit sicherzustellen.

Ein Vorteil unstrukturierter Netze liegt in der hervorragenden Anpassungsfähigkeit an unregelmäßige Formen wie Küstenlinien und vor allem in der Möglichkeit, lokale Verfeinerungen des Netzes durchzuführen. Dadurch lassen sich große Gebiete von geringerem Interesse mit wenigen Knoten abbilden und gleichzeitig Bereiche von höherem Interesse mit hoher Auflösung berechnen. Um dies mit strukturierten Netzen zu bewerkstelligen, ist es notwendig, geschachtelte Netze (engl. nested grids) zu verwenden (vgl. Abbildung 23).



**Abbildung 23: Seegebiet um Taiwan mit Lage der Subnetze einer SWAN-Berechnung  
[nach Hsu et al. (2005)]**

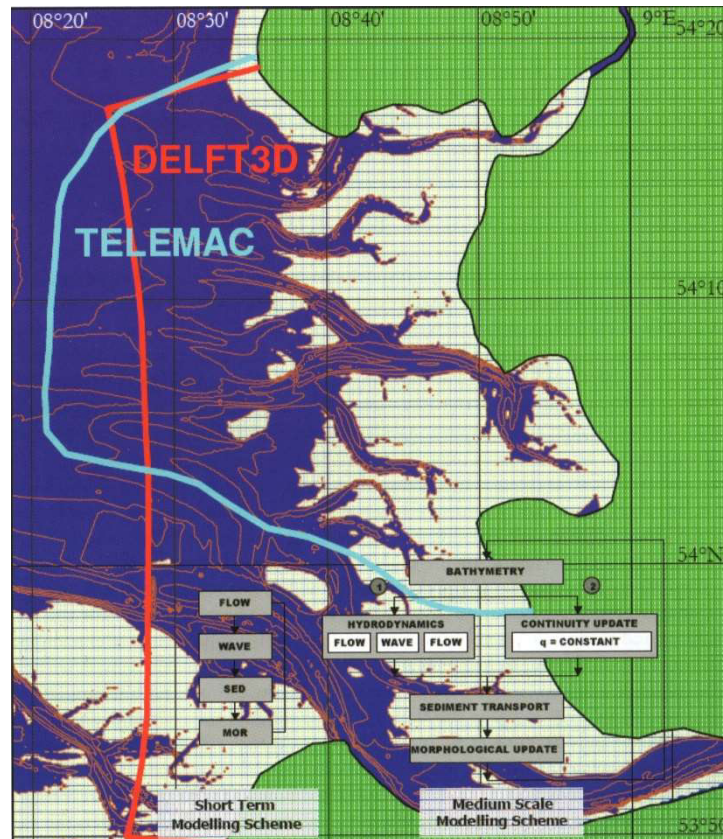
Unstrukturierte Netze können verschiedene Elementformen aufweisen. Meist sind dies Dreiecksnetze; es können aber auch andere Vielecke sein. Die in der Dissertation verwendeten Programme Timor 3 und WWM II nutzen unstrukturierte Dreiecksnetze.

## 4.2 Das Projekt PROMORPH

Bei dem Projekt PROMORPH wurden in einer Kooperation der Universität Hannover mit dem Forschungs- und Technologiezentrum Westküste die Vorhersage mittelskaliger Morphodynamik untersucht. Das Projekt umfasste die Bereiche Datensammlung, Test von neuen Messinstrumenten, Verbesserung des Verständnisses der Hydrodynamik, der Morphodynamik und der Sedimentdynamik, die Entwicklung und das Testen von Modellsystemen für Kurz- und Mittelfristvorhersagen und die Anwendung des Modellsystems zur mittelfristigen Vorhersage der Morphodynamik (Mayerle, R., Zielke, W., 2005). Im Folgenden werden einige Projektergebnisse aus dem Bereich der Modellierung wiedergegeben. Im Rahmen dieser Arbeit ist das Projekt PROMORPH von besonderem Interesse, da es den Stand der Wissenschaft im Bereich der angewandten Modellierung darstellt.

Mit den Modellen Delft3D und TELEMAC wurde die Dithmarscher Bucht einschließlich des Elbe- und des Eider-Ästuars nachgebildet. Es wurde sowohl Kurzfrist- als auch Mittelfrist-Simulationen durchgeführt. Die Gebietsgrenzen der beiden Modelle sind in Abbildung 24 dargestellt.





**Abbildung 24: Gebietsgrenzen DELFT3D und Telemac (aus Mayerle, R. und Zielke, W., 2005)**

In den Kurzfrist-Simulationen wurden Strömung, Wellen und Sedimenttransport im Modell berücksichtigt und mit einem Bodenentwicklungsmodell gekoppelt. Das Modell wurde mit Hilfe von gemessenen Daten kalibriert und erzielte gute Übereinstimmungen mit den Naturdaten (Mayerle, R., Zielke, W., 2005).

Eine weitere Simulation wurde mit einer zeitlichen Ausdehnung eines Jahrzehnts und einer räumlichen Ausdehnung mehrerer Kilometer durchgeführt. Ein besonderer Fokus lag auf der morphologischen Entwicklung von Sandbänken und Tiderinnen in der Dithmarscher Bucht (Mayerle, R., Zielke, W., 2005). Junge et al. (2005) führen aus, dass die Ergebnisse dieser Untersuchung bei Anwendung eines kompletten Spring-Nipp-Tide-Zyklus nur unwesentlich verschieden sind im Gegensatz zu einer repräsentativen Tide. Sie kommen außerdem zu dem Schluss, dass mit sorgfältig kalibrierten und validierten Modellen eine Vorhersage von morphologischen Veränderungen in einem Zeitraum von 10 Jahren möglich ist.

Mayerle et.al (2005) haben die Abhängigkeiten von der Größe der Bodenformen des Meeresgrunds und der Rauigkeit untersucht. Es wurden Messungen der Strömungsgeschwindigkeiten durchgeführt und die Oberflächenform des Meeresgrunds vermessen. Sie kamen zu dem Ergebnis, dass die Form des Meeresgrunds in starker Abhängigkeit zu der potentiell mobilen Schichtdicke des Sediments steht. Die simulierten Transportraten hatten einen deutlichen Bezug zu den



Formulierungen der Bodenrauigkeiten (Mayerle et. al, 2005). Die Höhe der Transportkörper (Megarippel & Dünen) war über einen Tidezyklus nahezu konstant, die Länge variierte jedoch um bis zu 100%. Mit einem 2DH-Modell durchgeführte Simulationen zeigten, dass die Bodenrauigkeit einen signifikanten Einfluss auf die Sedimentkonzentrationen hat. Eine Erhöhung der Rauigkeit resultierte in den Promorph-Modellen in einer Abnahme der tiefengemittelten suspendierten Sedimentkonzentration.

### **4.3 Verwendete Modellsysteme**

Auf dem Markt sind viele verschiedene kommerzielle oder freie Softwarepakete zur Simulation von hydro- und morphodynamischen Vorgängen verfügbar. Die in dieser Arbeit genutzte Software wurde am Institut für Wasserbau und Wasserrwirtschaft der TU Darmstadt entwickelt. Zur Berücksichtigung des Welleneinflusses auf die Sedimentbewegung werden das morphodynamische Modell TIMOR 3 und das spektrale Wellenmodell WWM II gekoppelt. Die Modelle und die Art der Kopplung werden im Folgenden näher beschrieben.

#### **4.3.1 TIMOR3**

Das morphodynamische Modellsystem TIMOR 3 (Zanke, 1995) nutzt das Strömungsmodell Bubble (Mewis und Holz, 1993), um auf unstrukturierten Dreiecksnetzen mit der Finite-Elemente-Methode zweidimensional Strömungen zu berechnen. Mit Hilfe der errechneten mittleren Strömungsgeschwindigkeiten lassen sich z.B. anhand des Rouse-Profiles die bodennahen Geschwindigkeiten und damit verbunden die Bodenschubspannungen bestimmen. Über die Bodenschubspannungen werden Erosion und Auflandung an jedem Knoten berechnet. Die sich mit der Sohlhöhe ändernde Wassertiefe wird wiederum im Strömungsmodell berücksichtigt.

In dem Modell kann der Boden in vielen Schichten mit jeweils bis zu 24 Kornfraktionen abgebildet werden (Abbildung 25). Die Kornfraktionen werden im Modell als Masseanteil einer Korngröße berücksichtigt. Die Summe der Fraktionen ergibt eine Sieblinie.

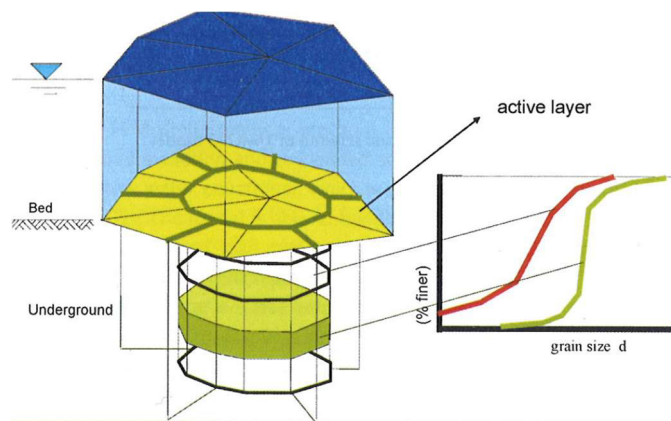
Es kann zum einen die Änderung (Erosion oder Sedimentation) des Bodens simuliert werden, zum anderen kann der Transportweg des Sediments verfolgt werden. So ist es möglich, bei Verklappungsmaßnahmen Aussagen über den Verbleib des Baggerguts zu treffen. Der Transport des Sediments erfolgt im Modell sowohl in Suspension als auch als Geschiebe. Der Suspensionstransport wird unter Zugrundelegung des Rouse-Ansatzes (Rouse, 1937) und einer effektiven Lösung der Einstein-Integrale (Roland und Zanke, 2006) berechnet (vgl. Kapitel 3.3.4). Zur Berechnung des Geschiebe- und Suspensionstransportes wird an der Oberfläche der Sohle eine Mischungsschicht definiert. Ihre Dicke ist variabel. Sie entspricht bei einer ebenen Sohle einigen Korndurchmessern und bei einer Sohle mit Transportkörpern (Riffeln und/oder Dünen) mindestens der Höhe der Transportkörper. Wird Material aus dieser Mischungsschicht abgetragen, so wird deren Dicke wieder hergestellt indem eine oder mehrere darunterliegende Schichten mit eingeschlossen werden. Die Mischungsschicht wandert mithin bei Erosion mit der Sohle nach

unten. Bei Auflandungen verlassen Schichten entsprechend der Stärke der Auflandung die Mischungsschicht an ihrem unteren Ende. Sie bleiben aber erhalten und stellen sozusagen ein Gedächtnis für die Zusammensetzung des Bodens dar, das aktiviert wird, falls diese Schichten zu späteren Zeiten infolge Erosion wieder freigelegt werden. Die Kornverteilung ist jeweils innerhalb eines Layer gleich. Kommt Material zu einem bestehenden aktiven Layer hinzu, wird die neue Kornverteilung berechnet.

Die Sohlagen-Entwicklungsgleichung

$$\frac{\partial z}{\partial t} = \frac{\partial q_G}{\partial s} + E - S \quad (4.1)$$

ist Grundlage des Morphodynamikmodells. Hier ist  $z$  die Tiefenkoordinate,  $s$  die Streckenkoordinate,  $q_G$  das Geschiebevolumen,  $E$  steht für Entrainment (Aufwirbelung) und  $S$  für Settlement (Sedimentation, Ablagerung). Der Gesamtsedimenttransport setzt sich im Modell aus Geschiebe- und Suspensionstransport zusammen. Der Geschiebetransport kann in TIMOR 3 u.a. mit den Formeln nach *Mayer-Peter* und *Müller* (1949), *Engelund* und *Hansen* (1967), *Zanke* (1990) oder *Zanke* (1999/2001) berechnet werden.



**Abbildung 25: Aufbau des Bodenmodells in TIMOR 3 [aus Zanke (2002)]**

Der in die Wassersäule aufgenommene Anteil an nicht-kohäsivem Sediment für den Suspensionstransport wird nach dem Pick-Up-Ansatz von *van Rijn* (1984) errechnet:

$$E = 0,00033 \cdot \rho_s \left( \left( \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right) \cdot g \cdot d_{50} \right)^{0,5} \cdot D_*^{0,3} \cdot T^{1,5} . \quad (4.2)$$

TIMOR 3 berücksichtigt die Interaktionen zwischen einzelnen Körnern. Körner in einem Korngemisch verhalten sich anders als Körner in einem einheitlichen Sediment. Zwei Prozesse sind nach *Zanke* (1995) von besonderer Bedeutung. Der „Hiding-Effekt“ bewirkt, dass feinere Sedimente leichter beweglich werden, gröbere weniger leicht. Der zweite Effekt ist das Abdecken feiner Sedimente durch größere Körner. Die feinen Körner werden so vor dem Transport geschützt. Durch die Berücksichtigung dieser beiden Effekte kann das Phänomen der Sohlpflasterung vom Modell abgebildet werden.

### 4.3.2 WWMII

WWM I ist ein spektrales Wellenmodell für unregelmäßige Küstenlinien. Es wurde von *Hsu et al.* (2005) entwickelt. *Roland et al.* (2005) setzen diese Arbeit mit der Entwicklung von WWM II fort. Das Modell nutzt die Finite-Elemente-Methode und ist in der Lage, auf unregelmäßigen Dreiecksnetzen zu rechnen. Zur Lösung der Wellen-Aktionsgleichung kommt die Fractional-Step-Methode zur Anwendung. Die Integration in der Zeit geschieht nach der Taylor-Galerkin-Methode.

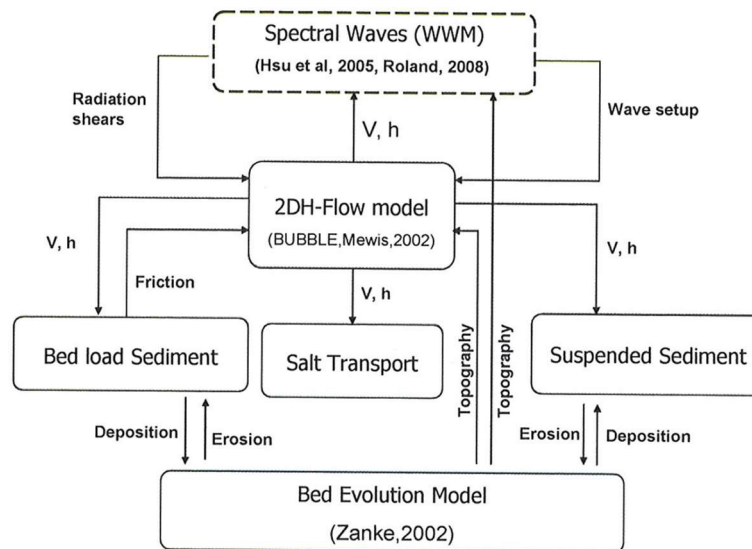
Grundlage für die im Morphodynamikmodell genutzten Radiation Stresses und Orbitalgeschwindigkeiten sind die im Wellenmodell errechneten Wellenspektren (vgl. Kapitel 3.4.3).

WWM II kann die geografische Advektion in der Wellenaktionsgleichung nach verschiedenen numerischen Verfahren berechnen. Das ursprüngliche Verfahren nach Crank-Nicolson Taylor-Galerkin wurde von *Roland* (2009) durch implizite und explizite Fluctuation-Splitting-Verfahren ergänzt. Die spektrale Ausbreitung wird durch das Ultimate-Quickest-Verfahren berechnet, welches ein Verfahren dritter Ordnung in Raum und Zeit ist (*Roland*, 2009).

Die Wellenaktionsgleichung in WWM II berücksichtigt die Änderung der Wellenenergiedichte in der Zeit, die Advektion im Raum, die Refraktion durch Tiefenänderung sowie die Refraktion durch Strömung. Der Quellen- und Senkenterm beinhaltet den Energieeintrag durch Wind sowie die Energiedissipationen im Tief- und im Flachwasser. Im Tiefwasser werden die sog. Quadruplet-Interaktionen und das Whitecapping berücksichtigt, im Flachwasser die Triad-Interaktionen, das Wellenbrechen, die Bodenreibung und das Bragg-Scattering (nicht-lineare Interaktionen zwischen Welle und Meeresboden).

### 4.3.3 Kopplung

Die Kopplung von Wellen-, Strömungs- und Sedimenttransportmodellen liegt aus physikalischer Sicht nahe, da die betroffenen Prozesse eng miteinander verknüpft sind (vgl. Kapitel 3.4) und sich gegenseitig beeinflussen. Gerade für Küstenregionen führt die Verknüpfung der Prozesse zu verbesserten Simulationsergebnissen. Innerhalb des morphodynamischen Modells TIMOR 3 sind Strömungssimulation und Sedimenttransport direkt miteinander verknüpft. Die durch *Zanke* und *Roland* programmierte Kopplung von TIMOR 3 und WWM II erfolgt über Pipes. Pipes sind Dateien, in welche beide Modelle wechselseitig ihre Ergebnisse hineinschreiben. Die Pipe dient dabei als Zwischenspeicher oder Puffer. Das jeweils andere Modell liest die Daten als Eingabe ein. Der ganze Prozess läuft nach dem FiFo-Prinzip (First In First Out), d. h. die zuerst als Ergebnis geschriebenen Daten werden von jeweils anderen Programm auch zuerst eingelesen. Dieses Prinzip wird im deutschen auch als Warteschlange bezeichnet. Diese Kopplung erfolgt nach einem vorgegebenden Kopplungszeitschritt.



**Abbildung 26: Schematischer Aufbau von TIMOR3 [aus Zhou (2011)]**

Das morphodynamische Modell TIMOR 3 übergibt für alle Knoten am Ende eines Kopplungszeitschritts als Ergebnisse die Wassertiefe  $H$  und die Strömungskomponenten  $u_x$  und  $u_y$ . Diese Ergebnisse fließen dann während des folgenden Kopplungszeitschritts in die Wellenberechnung von WWM II ein.

Das Wellenmodell WWM II liefert als Ergebnisse der Wellenberechnung die Stokes-Drift, die Radiation-Stresses und die Orbitalgeschwindigkeiten. Die Stokes-Drift ist die Nettowasserbewegung infolge von Wellen. Vor allem im Flachwasser bewegen sich die Wasserteilchen nicht auf geschlossenen Orbitalbahnen und es kommt zu einer welleninduzierten Strömung. Diese Strömung wird im Strömungsmodell zu den Strömungskomponenten addiert. Auch Radiation Stresses wirken auf das Strömungsfeld und werden zu diesem hinzuaddiert. Die Orbitalgeschwindigkeiten werden im Morphodynamikmodell durch eine Herabsetzung der kritischen Geschwindigkeit  $v_c$  berücksichtigt. So werden eine erhöhte Mobilität der Körner und eine leichtere Suspendierbarkeit erreicht.

Roland (2009) weist darauf hin, dass die Form der Wellenspektren, gerade im Küstenbereich, von den Modellen noch nicht ausreichend genau berechnet werden kann. Dies ist auch für den in den gekoppelten Modellen berechneten Sedimenttransport zu beachten, da die Form des Wellenspektrums eine direkte Auswirkung auf wellenerzeugte, küstennahe Strömungen hat.

## **4.4 Voruntersuchung zur Abschätzung des grundsätzlichen Einflusses von Wellenwirkungen mit einem schematischen Modell**

### **4.4.1 Vorbemerkungen**

Die Ergebnisse morphodynamischer Modelle sind in verschiedenen Studien mit den natürlichen Entwicklungen der Tiefenverteilungen in realen Gebieten verglichen worden. Hirschhäuser und

Zanke (2002) untersuchten die Prognosefähigkeit eines morphodynamischen Modells in Langfristsimulationen. Für die mit einem Wellenmodell gekoppelte Simulation wurde festgestellt, dass für morphologisch gering dynamische Systeme naturähnliche Ergebnisse berechnet werden können. Auch für morphologisch aktive Systeme kommt das numerische Modell zu guten Ergebnissen. Besonders die qualitative Veränderung in der Tiefenverteilung wird zuverlässig vorhergesagt. Die quantitative Berechnung der umgelagerten Sedimentmengen erlaubt jedoch noch keine hinreichende Prognose zukünftiger Entwicklungen.

Die Abhängigkeit der Bodenform von der Sohlen-Rauigkeit in Tidekanälen der Deutschen Bucht wurde von Mayerle *et al.* (2005) untersucht. Sie kommen zu dem Ergebnis, dass die Rauigkeit von besonderer Relevanz für den Sedimenttransport ist.

Nguyen *et al.* (2010) haben die Vorhersagefähigkeit eines morphodynamischen Modells an der Entwicklung einer Tiderinne mit Schlick an der Sohle untersucht. Sie kommen zu dem Ergebnis, dass die Vorhersagefähigkeit in erster Linie von den folgenden Parametern abhängt: der initialen Tiefenverteilung, der Untergrundbeschaffenheit, den Eigenschaften des Schlicks und den Verhältnissen während der repräsentativen Simulationsperiode.

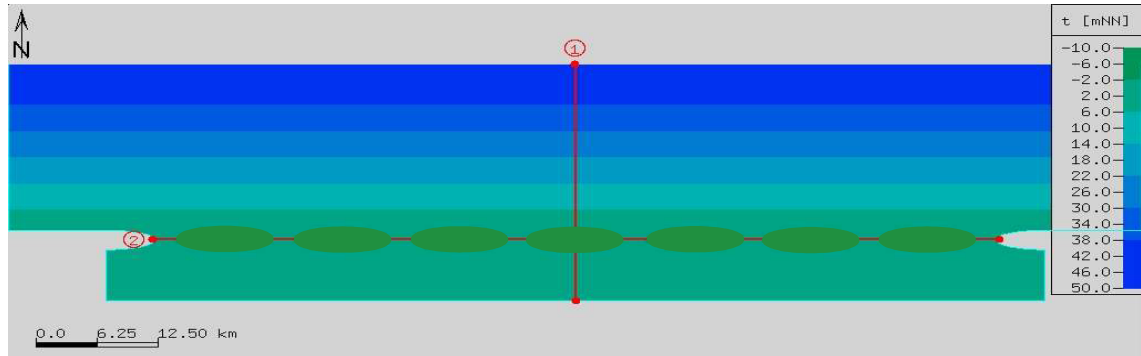
Das Problem morphodynamischer Berechnungen liegt in der Vielzahl der Unbekannten bei einer Simulation. Die simulierten Gebiete sind viele Quadratkilometer groß und die Parameter somit oft nicht einheitlich für das Gebiet bestimmbar. So ist beispielsweise die Durchführung von Probebohrungen in einem engen Raster meist nicht durchführbar. Kommen noch zeitabhängige Komponenten wie z.B. Setzungen oder Verfestigungen hinzu, sind die Einzelparameter im numerischen System nicht mehr abbildbar. Die Simulation zeitabhängiger Scherfestigkeiten, wie bei Flüssigschlick, ist mit den meisten numerischen Modellen nicht durchführbar.

All diese Probleme führen dazu, dass meist repräsentative Randbedingungen bei der Modellierung gesucht werden. Die Auswahl dieser repräsentativen Randbedingungen wird schnell zu einer komplexen Aufgabe, da zwischen den Randbedingungen Abhängigkeiten bestehen, die Sensitivitätsanalysen sehr aufwändig machen können. Um die Wirkungen und Abhängigkeiten von Tidehub, Wellenhöhe, Wellenwinkel und Meeresspiegelniveau auf die Ergebnisse morphodynamischer Simulationen besser einschätzen zu können, sollen die folgenden Testrechnungen helfen.

Der in dieser Arbeit vorgestellte Testfall untersucht nicht die Naturähnlichkeit von Simulationsergebnissen. Vielmehr wird die Abhängigkeit der Ergebnisse von bestimmten Randbedingungen untersucht. Die Kenntnis dieser Zusammenhänge ist wichtig für die Interpretation und Kalibrierung numerisch-morphologischer Modelle. Über verschiedene Faktoren wie z.B. die Rauigkeit lassen sich Modelle gut für einen bestimmten Zustand kalibrieren. Es besteht aber, vor allem bei Prognoserechnungen, die von dem kalibrierten Fall mit seinen angenommenen Randbedingungen abweichen, die Gefahr grundlegend falsche Ergebnisse zu erzeugen.

#### 4.4.2 Aufbau des Testfalls

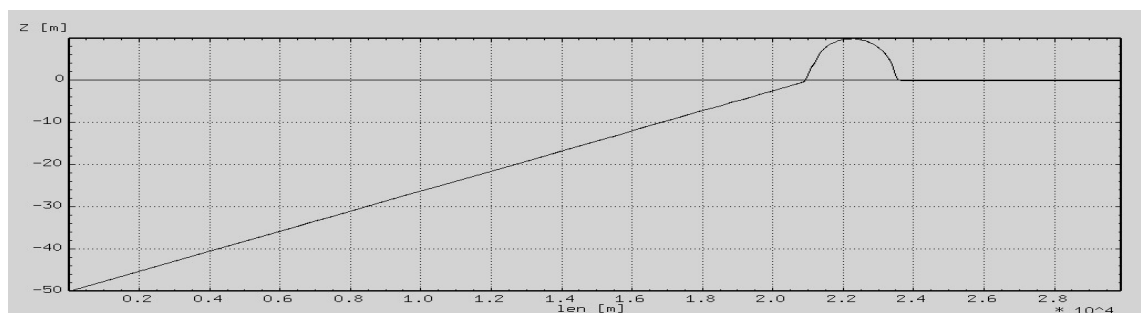
Zur Abschätzung der Güte des Modells wurde ein Testfall aufgesetzt und unter verschiedenen Ausgangsbedingungen mit dem Modell simuliert. Ziel war es, die Abhängigkeit der Ergebnisse von Welleneinflüssen unter verschiedenen Bedingungen aufzuzeigen.



**Abbildung 27: Tiefenverteilung im Testfall**

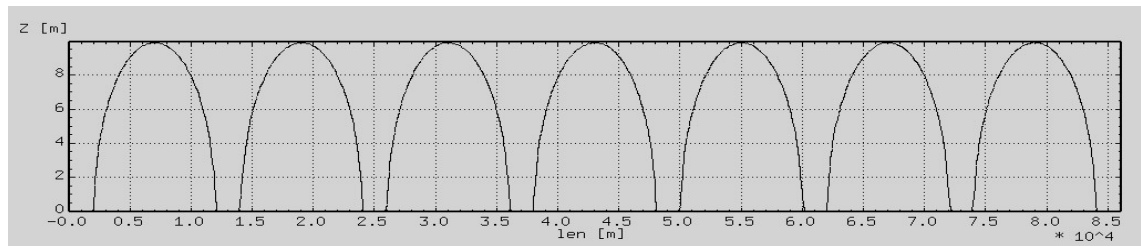
Der Testfall simuliert eine den Ostfriesischen Inseln ähnliche Barriereküste. Im Unterschied zur Nordseeküste stellt das Modellgebiet ein geschlossenes System dar. Somit sind die in der Natur vorkommenden küstenparallelen Driftströmungen im Modell nicht möglich.

Das Gebiet hat eine Ausdehnung von ca. 60 km x 30 km. Die Wassertiefe fällt von 50 m am äußeren Modellrand auf 0 m zwischen den Inseln ab. Die Inseln erheben sich jeweils in ihrer Mitte auf 10 m. Sie sind voll erodierbar. Der Bereich zwischen den Inseln und der Küste hat ein Ausgangsniveau von 0 m. Der quer zur Küste verlaufende Schnitt 1 ist in Abbildung 28 dargestellt. Die Wasserstands- und Wellenrandbedingungen werden am nördlichen Gebietsrand eingesteuert. Die Tide wird als sinusförmig verlaufender Wasserstand an dem seeseitigen Gebietsrand vorgegeben. Sind Wellen als Randbedingungen gegeben, haben sie eine Wellenhöhe von 2 m am seeseitigen Modellrand mit einer Periode von 8 s. Zusätzlich zu den am Modellrand eingesteuerten Wellen wird im Wellenmodell ein Wind von 10 m/s in Wellenrichtung berücksichtigt. An den wasserseitigen Gebietsrändern herrscht für das Sediment ein Gleichgewichtstransport.



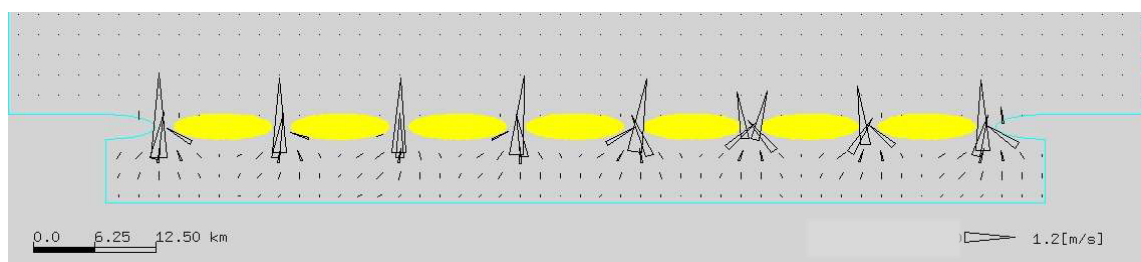
**Abbildung 28: Ausgangsbathymetrie im Schnitt quer zu Küste (Schnitt 1)**

Die Lage eines küstenparallelen Schnittes durch die Inseln (Schnitt 2) ist Abbildung 27 zu entnehmen. Abbildung 29 zeigt den küstenparallelen Schnitt durch die Inseln. Die Inseln haben einen Abstand von 2.000 m.



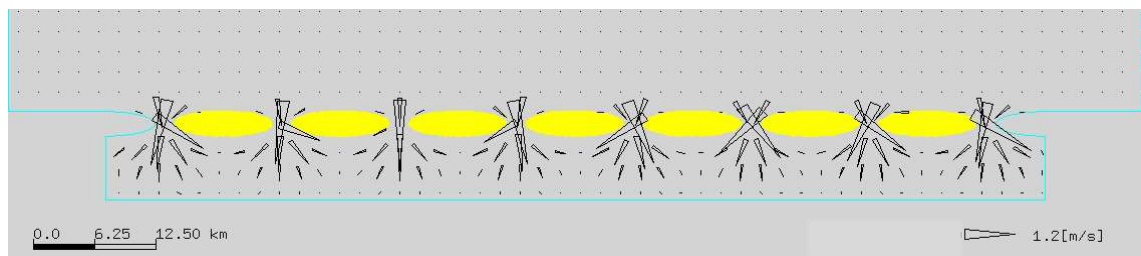
**Abbildung 29: Küstenparalleler Schnitt durch die Inseln im Ausgangszustand (Schnitt 2)**

In Abbildung 30 und Abbildung 31 sind die maximalen Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebb- bzw. Flutstrom dargestellt. Die Maximalwerte liegen bei ca. 1,3 m/s (ca. 2,5 Knoten). Die Strömungen sind rein durch die eingesteuerte Tide erzeugt. Eine Küstenlängsströmung, wie sie z.B. an der deutschen Nordseeküste herrscht, ist nicht simuliert.



**Abbildung 30: Geschwindigkeitsverteilung der maximalen Ebbströmung**

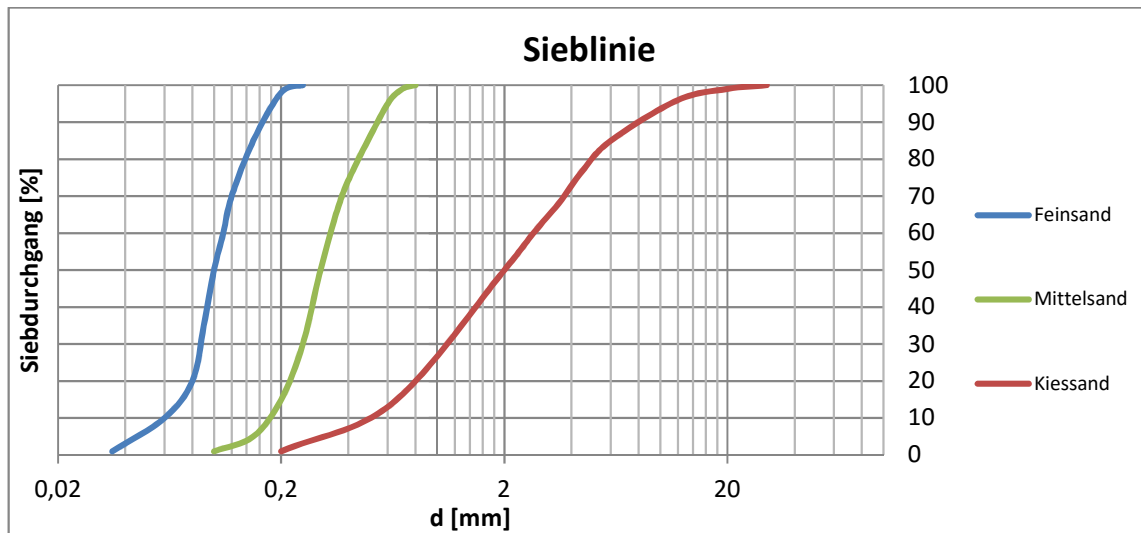
Die Strömungsgeschwindigkeiten bei Ebb- und Flutstrom sind sehr ähnlich, da im Gegensatz zum Tideverlauf an der deutschen Nordseeküste die Ebb- und Flutstromdauer im Modell gleich lang sind.



**Abbildung 31: Geschwindigkeitsverteilung der maximalen Flutströmung**

Korngrößen, Tidehübe und Welleneinflusswinkel variieren bei den Simulationen. Der Anhang 8.1 bietet einen Überblick über die verschiedenen Simulationsszenarien. Der sogenannte Ruhewasserspiegel liegt bei der Hälfte der Simulationen bei 0 m, d.h. auf der initialen Sohlhöhe zwischen dem Festland und den Inseln. In den anderen Simulationen ist der Ruhewasserspiegel um einen Meter angehoben. In den Simulationen mit Seegangseinfluss kommen die Wellen entweder genau aus Norden ( $0^\circ$ ) oder aus Richtung  $315^\circ$ , d.h. sie treffen in einem Winkel von  $45^\circ$  auf die Küste.

Die Sieblinien der drei verwendeten Korngemische sind aus Abbildung 32 ersichtlich. Es handelt sich um Feinsand, Mittelsand und Kiessand. Die mit Kiessand bezeichnete Sieblinie ist breit gestreut. In der klassischen Unterteilung wird mit Feinkies ein Körnungsbereich von 2 bis 6,3 mm bezeichnet; der Bereich von 6,3 bis 20 mm als Mittelkies.



**Abbildung 32: Sieblinien der simulierten Körnungen**

Im gesamten Modellgebiet wurden die angegebenen Korngemische homogen in allen Schichten verteilt. Die Umlagerungen geschehen dann aufgrund der lokalen Strömungs- und Wellenbedingungen.

Das Testgebiet wird mit einem Finite-Elemente-Netz diskretisiert, welches aus ca. 28.500 Knoten und ca. 56.500 Elementen besteht. Die Kantenlängen reichen von 8.000 m am seeseitigen Rand bis 100 m im Bereich zwischen den Inseln. Der Rechenzeitschritt des hydrodynamischen Modells beträgt 6 s bzw. 9 s und die Kopplung zwischen den Modellen geschieht alle 120 s. Die Simulationen erfolgen mit einem morphodynamischen Faktor von 35.

#### 4.4.3 Ergebnisse der Testfallsimulationen

Die Ergebnisse der Simulationen werden im Folgenden beschrieben und ausgewertet. Dazu werden die Tiefenentwicklung sowie die Entwicklung der Kornverteilung in verschiedenen Darstellungsarten betrachtet und analysiert. Ein besonderes Interesse gilt dabei dem Vergleich von Berechnungen mit und ohne Welleneinfluss. Ziel ist es, die verschiedenen Ergebnisse in Abhängigkeit der gewählten Parameter zu bewerten.

In diesem Kapitel sind ausgewählte repräsentative Ergebnisse dargestellt. Abbildungen aller Tiefenentwicklungen und Korngrößenverteilungen finden sich im Anhang 8.1.

##### Tiefenverteilung

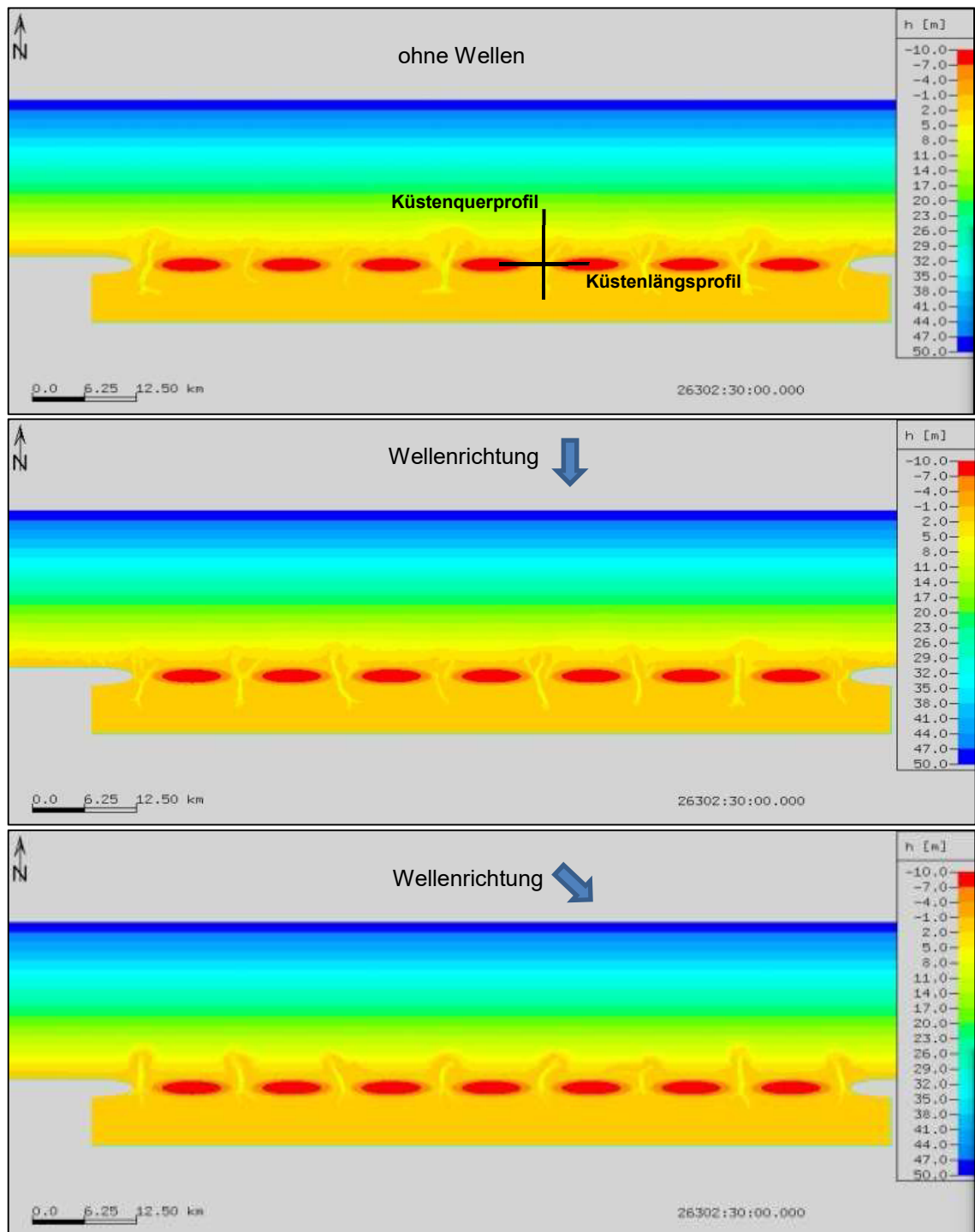


Die Simulationsergebnisse der Tiefenverläufe zeigen insgesamt die zu erwartenden Ergebnisse. Die Transportraten nehmen mit sinkenden Korngrößen zu. Ebenfalls zunehmend sind die Transportraten bei größerem Tidehub und höherem Ruhewasserspiegel. Vor allem die Auswirkungen der Wellen werden nachfolgend näher betrachtet.

Abbildung 33 zeigt die jeweiligen Tiefenverteilungen für Feinsand nach drei Jahren Simulationszeit ohne Welleneinfluss, mit Wellen aus  $0^\circ$  und Wellen aus  $315^\circ$ . Die Randbedingungen sind 2 m Tidehub und ein Ruhewasserspiegel bei 0 m.

Die Wellen bewirken eine Angleichung der zwischen den Inseln entstehenden Rinnen. Ist ohne Welleneinfluss die Ausprägung der Rinnen zwischen den einzelnen Inseln stark unterschiedlich, so ist bei orthogonal zur Küste laufenden Wellen die Ausprägung der einzelnen Rinnen gleichmäßiger. Bei Wellen aus  $315^\circ$  erstreckt sich die Rinnenbildung hinter den Inseln weniger weit in Richtung Küste. In der Simulation ohne Welleneinfluss bildet sich zwischen der dritten und vierten Insel (von rechts) eine große Rinne mit Tiefen von bis zu 20 m (Abbildung 33, oben). In den beiden benachbarten Seegatten ist dagegen kaum eine Rinnenbildung festzustellen. In den beiden Simulationen mit Welleneinfluss sind solch unterschiedliche Ergebnisse nicht zu finden.

Der Einfluss der Corioliskraft auf die Entwicklung der Rinnen wird im Modell durch den Welleneinfluss stark überlagert. Ohne Wellen sind zwischen allen Inseln Tendenzen zu einer Ablenkung der Rinnen zu erkennen. Die Richtungstendenz des seewärtigen Teils der Rinnen deutet seewärts immer in Richtung Osten. Bezüglich der Lage der Rinnen zwischen den Inseln ist ebenfalls eine Abhängigkeit von den Wellen zu erkennen. Ohne Seegang verlaufen die Rinnen seewärts am östlichen (rechten) Ufer der Inseln. Diese Systematik ist in den Simulationen mit Seegang nicht zu finden.

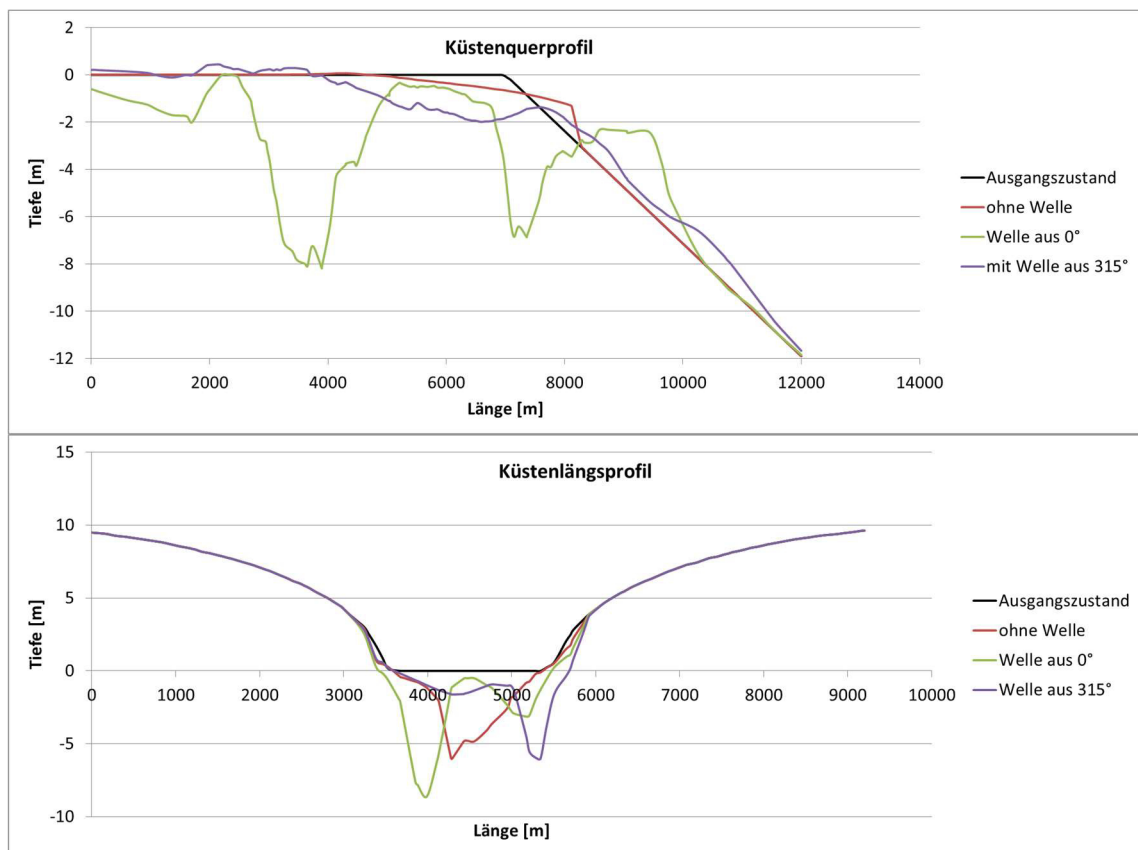


**Abbildung 33: Vergleich der Tiefenverteilungen ohne Welleneinfluss (oben), mit Wellen aus  $0^\circ$  (Mitte) und Wellen aus  $315^\circ$  (unten) nach drei Jahren für Feinsand bei 2 m Tidehub und einem Ruhewasserpegel von 0 m**

In Abbildung 34 sind ein Küstenquer- und ein Küstenlängsprofil gezeigt. Die Lage der Schnitte ist in Abbildung 33 dargestellt. Beide Schnitte liegen zwischen der vierten und fünften Insel von links. Das Küstenlängsprofil ist mit Blick von Land in Richtung See dargestellt und läuft mittig über die beiden Inseln. Das Querprofil liegt genau in der Mitte zwischen den Inseln.

Bei der Auswertung des Küstenquerprofils entsteht zunächst der Eindruck, dass der seewärtige Austrag von Sediment ohne Seegang gering und die Eintiefungen nur schwach ausgeprägt seien. Im Zusammenhang mit der Tiefenverteilung (Abbildung 33) wird deutlich, dieser Eindruck lediglich durch die Lage des Schnittes entsteht.

Im Küstenlängsschnitt (Abbildung 34, unten) werden die verschiedenen Lagen der Rinne zwischen den Inseln deutlich. Im Fall ohne Seegang liegt die Rinne recht mittig und hat einen steilen Hang an der westlichen Seite. Bei der Simulation mit Wellen aus  $0^\circ$  liegt die Rinne am westlichen Rand des Durchlasses. Eine Wellenrichtung von  $315^\circ$  bewirkt den gegenteiligen Effekt – die Rinne liegt am östlichen Ufer des Seegatts.



**Abbildung 34: Schnitt quer (oben) und längs (unten) zur Küste. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Feinsand bei 2 m Tidehub und Ruhewasserpegel = 0 m**

Im Unterschied zu Abbildung 33 sind die Tiefenverteilungen in Abbildung 35 bei einem Tidehub von 4 m simuliert. Dies führt im Vergleich zu den Simulationen mit 2 m Tidehub zu stärkeren Erosionen im Bereich der Seegatten. Für den Fall ohne Seegang sind die Rinnen bei 4 m Tidehub um ca. 40% – 80% tiefer als bei 2 m Tidehub.

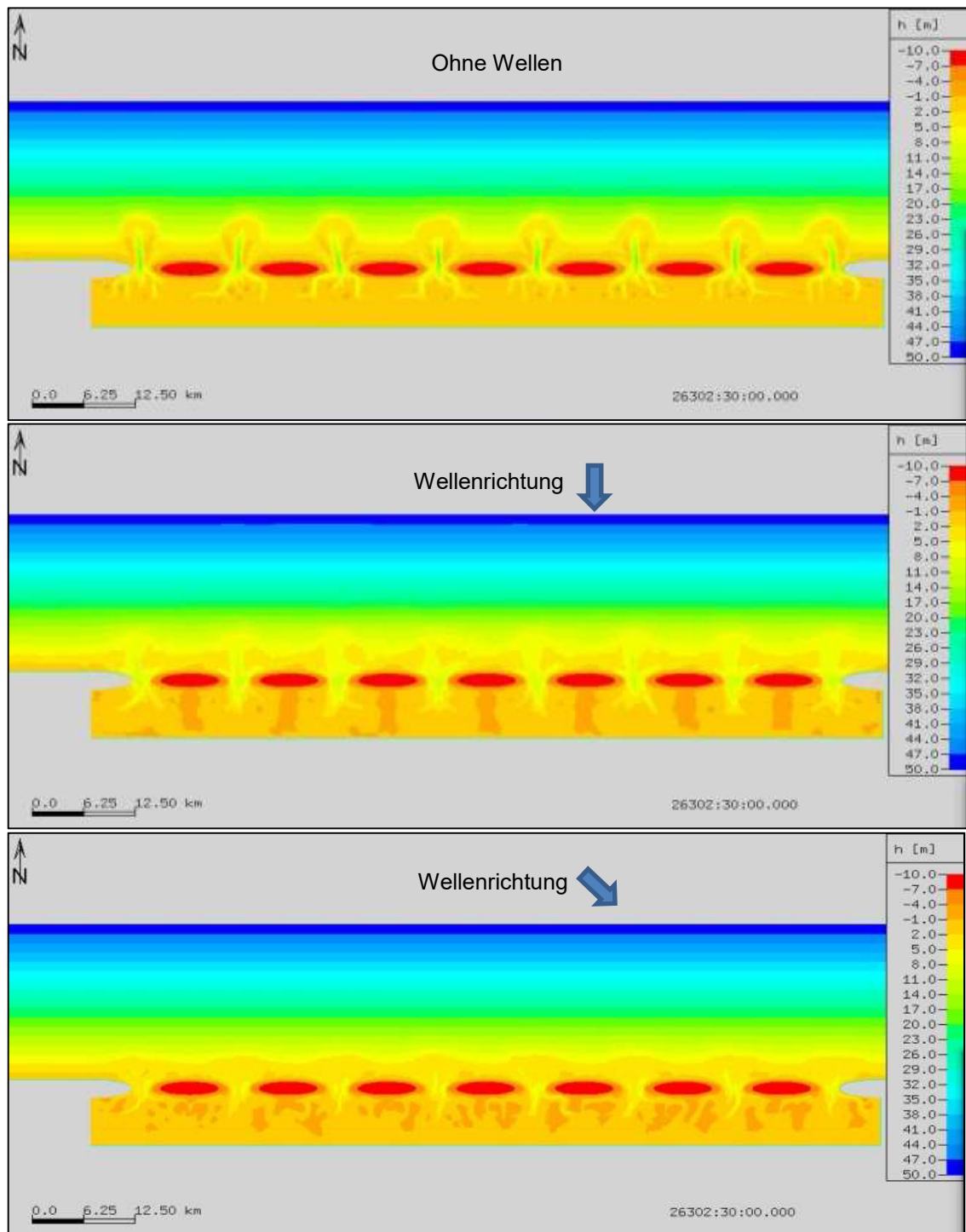
Auffällig sind die Breite und die Form der Rinnen. In den Simulationen mit 4 m Tidehub und Seegang finden die Erosionen zwischen den Inseln fast auf der vollen Breite des durchströmten Bereichs statt. Ohne Seegang entsteht eine Tiefenverteilung, welche der bei 2 m Tidehub von der Form ähnlich ist, dabei jedoch größere Tiefen aufweist (bis ca. 15 m). Die Rinnentiefen unter Seegangseinfluss sind deutlich geringer als ohne; vor allem bei schräg anlaufenden Wellen finden sich geringe Tiefen um die 5 m. Die geringeren Tiefen lassen sich durch die bei Seegang erhöhte Suspensionsfracht von Sediment erklären. Dieses wird mit der Strömung große Strecken transportiert und lagert sich bei einer Aufweitung des Querschnitts und somit geringeren Strömungsgeschwindigkeiten wieder ab.

In den beiden Simulationen mit Seegangseinfluss (Abbildung 35, Mitte und unten) sind signifikante Auflandungen im Bereich zwischen Festland und Barriereinseln zu sehen. Die Auflandungen sind großflächig >1 m.

Es ist zu erwarten, dass bei längerer Simulationsdauer auch für den Fall ohne Seegang Aufhöhungen im Watt entstehen, denn ohne Wellen sind die Transportraten kleiner.

Ohne Seegang sind die Rinnen landwärts stark verzweigt. Dabei ist keine bevorzugte Richtung erkennbar. Seewärts verlaufen die Rinnen recht gerade; ebenfalls ohne Richtungstendenz.

Die Ausbildung eines Ebbdeltas ist ohne Einfluss von Wellen am stärksten ausgeprägt (Abbildung 35, oben und Abbildung 37, oben). Das Sediment wird aus dem Bereich zwischen den Inseln gerade in Richtung See ausgetragen und lagert sich dort deltaförmig ab. Seegang würde dazu führen, dass das Sediment weiter entlang der Außenkante der Inseln verteilt wird.



**Abbildung 35: Vergleich der Tiefenverteilungen ohne Welleneinfluss (oben), mit Wellen aus  $0^\circ$  (Mitte) und Wellen aus  $315^\circ$  (unten) nach drei Jahren für Feinsand bei 4 m Tidehub und einem Ruhewasserpegel von 0 m**

In Abbildung 36 unten ist ersichtlich, dass bei allen drei Wellenrandbedingungen die Unterwasserböschungen an beiden Seiten der Seegatten an ähnlichen Stellen liegen. Lediglich das durch Erosion entstandene Gefälle der Unterwasserböschungen variiert. Ohne Welleneinfluss ist es am geringsten. Die maximalen Tiefen zwischen dem Fall ohne Wellen und dem Fall mit Wellen aus  $315^\circ$  unterscheiden sich ca. um den Faktor 2.



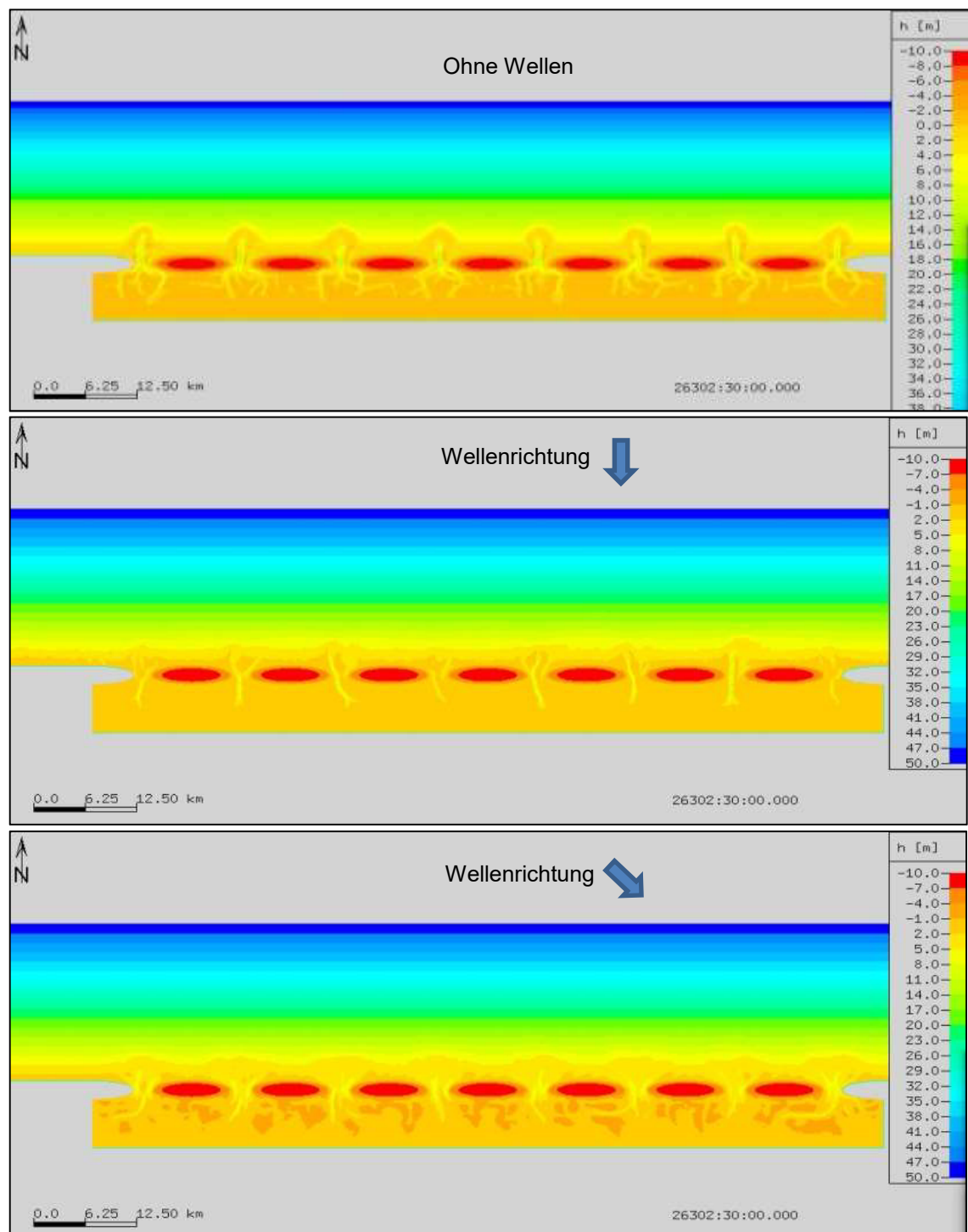
**Abbildung 36: Schnitt quer (oben) und längs (unten) zur Küste. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Feinsand bei 4 m Tidehub und Ruhewasserpegel = 0 m**

Bei einem um einen Meter angehobenen Meeresspiegel und 2 m Tidehub ergibt sich nach drei Jahren Simulationszeit eine Tiefenverteilung, welche zwischen den beiden zuvor beschriebenen Ergebnissen einzuordnen ist (Abbildung 37). Dabei unterscheiden sich die Tiefenverteilungen der drei Welleneinflüsse erheblich.

Ohne Seegangseinfluss zeigt sich zwischen Inseln und Land ein feingliedrig verzweigtes Rinnensystem. Bei den Rinnen sind keine signifikanten Hauptläufe erkennbar. Es ist auch keine Seite bevorzugt. Seeseitig hat sich jeweils eine Hauptrinne gebildet, welche mittig zwischen den Inseln verläuft. Es ist kein zur Landseite gerichteter Sedimenttransport erkennbar. Seeseitig bilden sich klar erkennbare Sedimentationszonen vor den Seegatten.

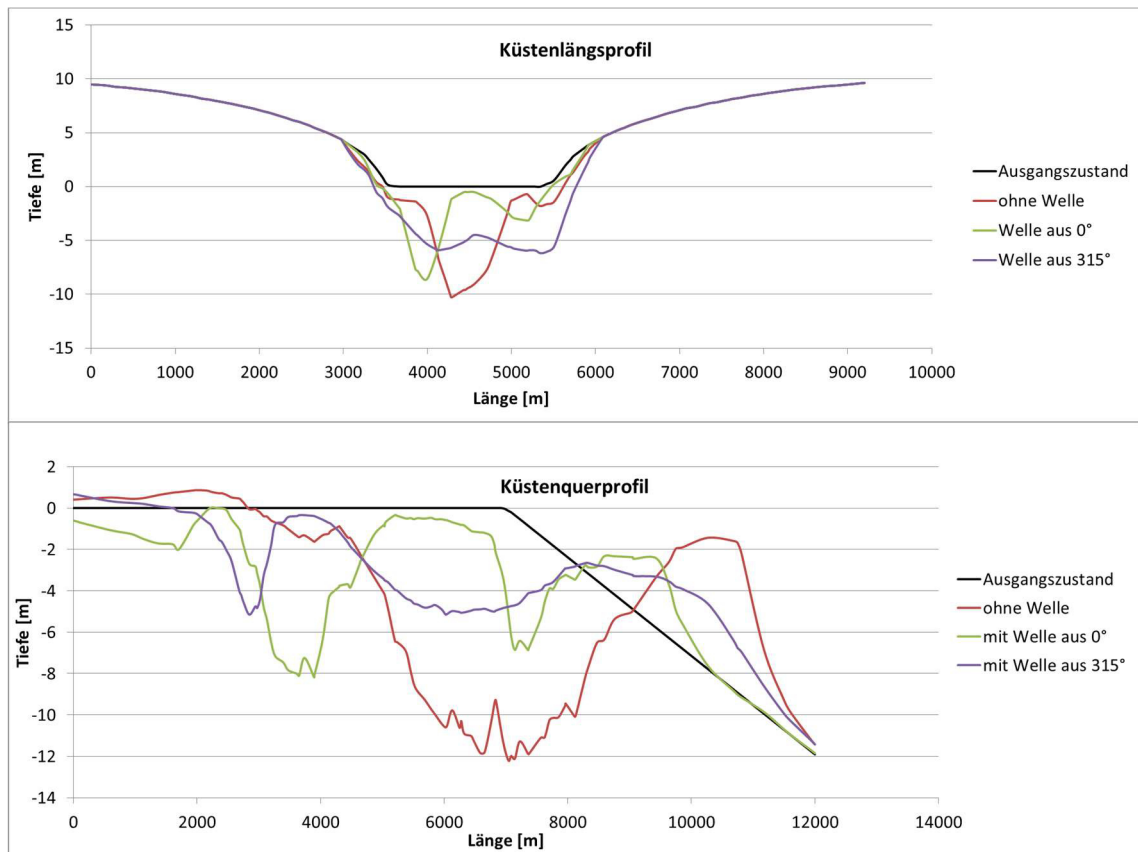
Die Simulation bei Wellen aus  $0^\circ$  liefert eine Tiefenverteilung mit einzelnen klar definierten Rinnen zwischen den Inseln. Diese Rinnen haben seeseitig teils kleine Verzweigungen und verlaufen recht gerade. Der landseitige Sedimenttransport ist gering; das meiste Sediment wird in Richtung See ausgetragen.

Die Wellen aus  $315^\circ$  führen zu weniger stark ausgeprägten Rinnen. Die Tiefen sind mit ca. 5 m geringer als bei der Wellenrichtung  $0^\circ$ . Dafür ist die Tiefe der Rinne ohne ein ausgeprägtes Maximum fast über die ganze Breite vorhanden (Abbildung 38, oben). Es gibt zwischen Land und Inseln signifikante Sedimentablagerungen.



**Abbildung 37: Vergleich der Tiefenverteilungen ohne Welleneinfluss (oben), mit Wellen aus  $0^\circ$  (Mitte) und Wellen aus  $315^\circ$  (unten) nach drei Jahren für Feinsand bei 2 m Tidehub und einem Ruhewasserpegel von 1 m**

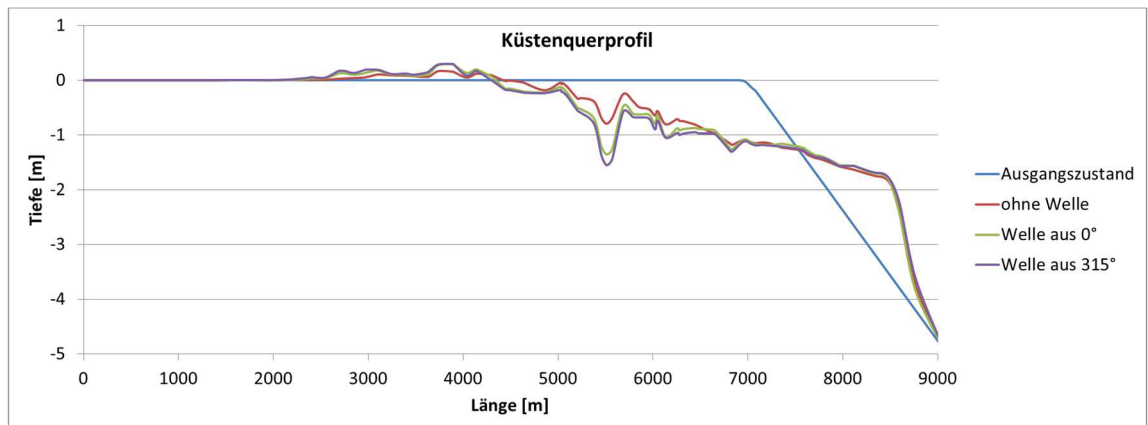
Das in Abbildung 38 oben dargestellte Küstenlängsprofil zeigt die recht mittig zwischen den Inseln verlaufende Rinne für den Fall ohne Welleneinfluss. Bei Wellen aus  $0^\circ$  bildet sich eine steil abfallende Hauptrinne auf der Westseite des Seegatts. Der Ansatz einer zweiten kleineren Rinne ist auf der Ostseite erkennbar. Bei der Wellenrichtung  $315^\circ$  sind die Ausprägungen der beiden Rinnen noch schwach erkennbar. Die Eintiefung erstreckt sich jedoch fast gleichmäßig über die ganze Breite des Durchlasses.



**Abbildung 38: Schnitt längs (oben) und quer (unten) zur Küste. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Feinsand bei 2 m Tidehub und Ruhewasserpegel = 1 m**

Die Simulationen mit Kiessand zeigen nur sehr geringe Tiefenänderungen im Vergleich zu Fein- und Mittelsand. Z.B. sind in Abbildung 39 die Tiefenverläufe nach drei Jahren für Kiessand bei 4 m Tidehub und um einem Meter erhöhten Meeresspiegel dargestellt. Beim Vergleich zwischen verschiedenen Profilen ist auf den teils unterschiedlichen Maßstab zu achten. Der Einschnitt zwischen den Inseln, mit den damit verbundenen Erosionen ist bei ca. 5.500 m Länge zu erkennen. Landwärts kommt es zu leichten Sedimentationen. Ebenso kommt es seewärts zu Sedimentation bis zur Längenkoordinate von ca. 9.000 m. Im Bereich zwischen den Inseln bewirkt der Seegangseinfluss ungefähr eine Verdoppelung der Erosionstiefe von 0,8 m auf 1,6 m. In den Erosionsbereichen führt der Welleneinfluss zu einer Erosionsverstärkung. In den Sedimentationsbereichen, besonders seeseitig, verlaufen die Tiefenverteilung mit und ohne Seegangseinfluss annähernd gleich (Abbildung 39). Die Veränderungen in den Tiefenverteilungen bei geringerem Tidehub sind noch deutlich geringer (vgl. z.B. Abbildung 64).





**Abbildung 39: Schnitt quer zur Küste. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Kiessand bei 4 m Tidehub und Ruhewasserpegel = 1 m**

Im Ergebnis lässt sich folgendes erkennen:

- Küstennormaler Seegang schwächt die Bildung von Ebbedeltas an der Seeseite der Seegatten.
- Derartiger Seegang bewirkt eine Konzentration der Priele auf weniger, aber je für sich leistungsfähigere Rinne und
- führt zu vermehrtem Sedimenteintrag in die Watten zwischen Inseln und Festland.

### Korngrößenverteilung

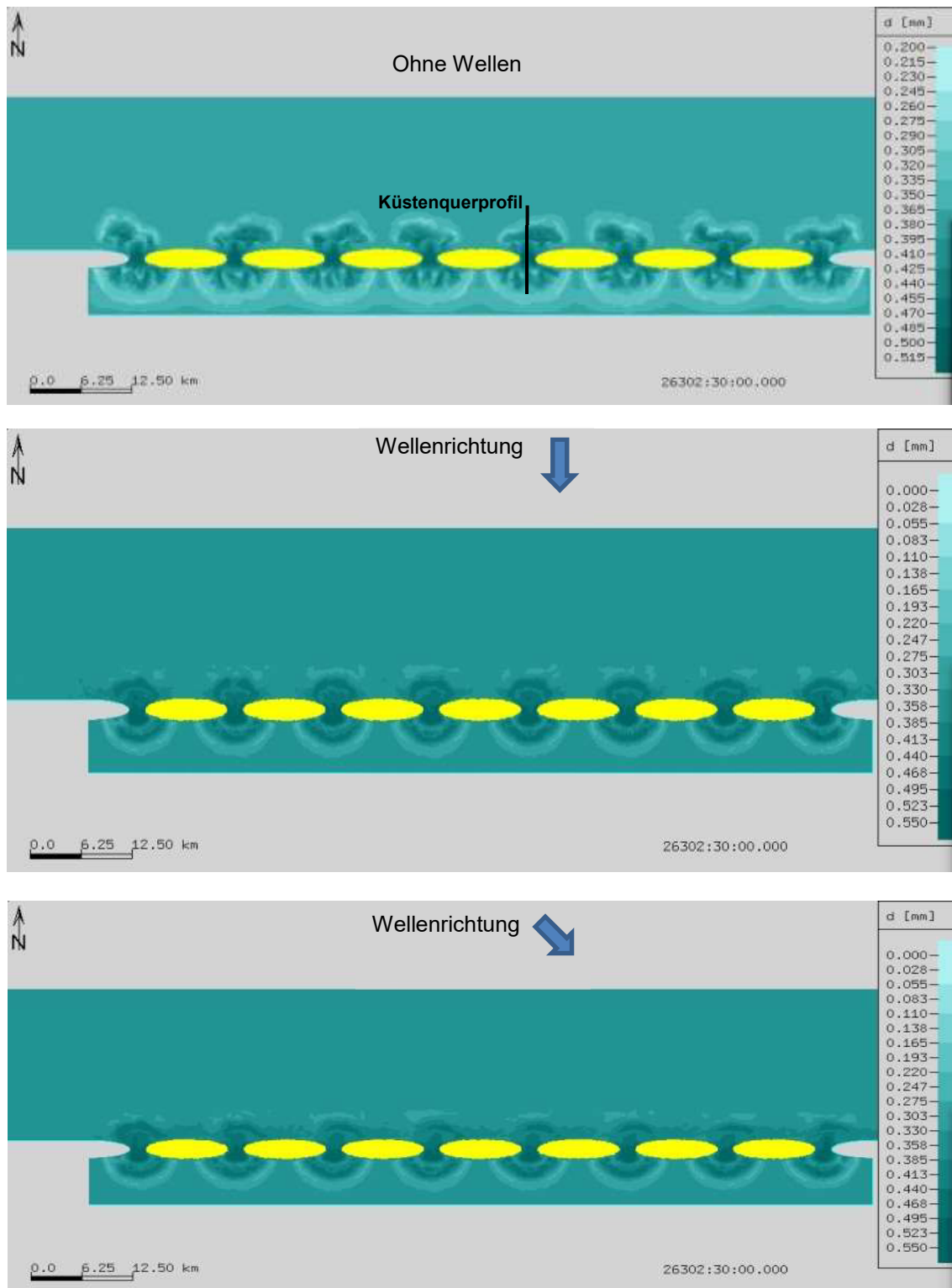
Die Veränderungen der Korngrößenverteilung nach drei Jahren Simulationszeit sind in den folgenden Abbildungen dargestellt. Hierbei fällt für alle durchgeführten Simulationen auf, dass die zeitlichen Veränderungen gering sind (siehe 8.1 Anhang A, Abbildung 64 bis Abbildung 99 jeweils rechts). Die Unterschiede in den Korngrößenverteilungen nach ein, zwei oder drei Jahren Simulationszeit sind gering. Dies gilt sowohl für Simulationen mit als auch ohne Welleneinfluss. Wegen der vergleichsweise höheren kritischen Geschwindigkeit  $v_{krit}$  und dem deutlich verringerten Transport in Suspension ist das Ergebnis erwartungsgemäß.

In Abbildung 40 sind die Simulationsergebnisse bei verschiedenen Wellenbedingungen dargestellt. Die Korngrößenverteilungen zeigen den Zustand nach drei Jahren Simulationszeit für Mittelsand bei einem Ruhewasserspiegel von 0 m und einem Tidehub von 2 m. Auffällig ist die im Gegensatz zu den Rechnungen mit Welleneinfluss ungleichförmige Kornverteilung bei der Simulation ohne Welleneinfluss. Die Übergänge von feinem zu grobem Sediment und umgekehrt sind in den Fällen mit Wellen gleichmäßiger. Ohne Welleneinfluss werden mehr feine Körner landwärts transportiert als in den beiden Fällen mit Wellen. Die Wellen wirken durch die erhöhte Turbulenz ausgleichend. So ist der weniger abrupte Übergang zwischen unterschiedlichen Korn durchmessern in der Simulation mit Wellen nachvollziehbar. Die größere, landwärts gerichtete Transportrate feinen Sediments lässt sich in der Simulation ohne Welleneinfluss ebenfalls durch die geringere Turbulenz erklären. Das suspendierte Material wird in den Rinnen über längere Strecken transportiert, da keine wellenbedingte Turbulenz für einen erhöhten Austausch zu den

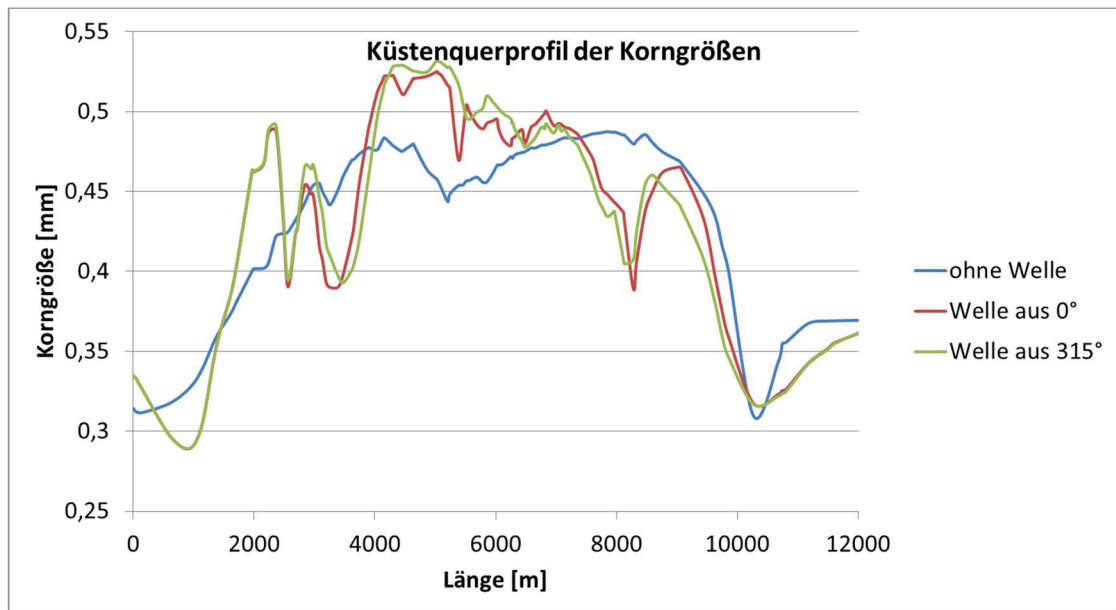
Seiten hin sorgt. Auch seewärts wird mehr Feinmaterial transportiert. Jedoch sorgt die rasche Aufweitung des Querschnitts für eine größere seeseitige Verbreitung des Materials.

Der Schnitt quer zur Küste (Abbildung 41) zeigt die Korngrößen nach drei Jahren Simulationszeit. Die Ergebnisse der Simulationen mit Wellenberücksichtigung verlaufen ähnlich. Die größten Korngrößen treten mit ca. 0,53 mm genau zwischen den Inseln auf. Lokale Minima treten jeweils vor und hinter den Inseln auf. In Richtung Land folgen dem absoluten Maximum noch zwei lokale Minima und Maxima. Im Richtung See folgen ein lokales Minimum und Maximum.

Ohne Welleneinfluss verläuft die Kurve der Korngrößen weniger sprunghaft. Der Maximalwert ist mit ca. 0,48 mm geringer als unter Welleneinfluss.



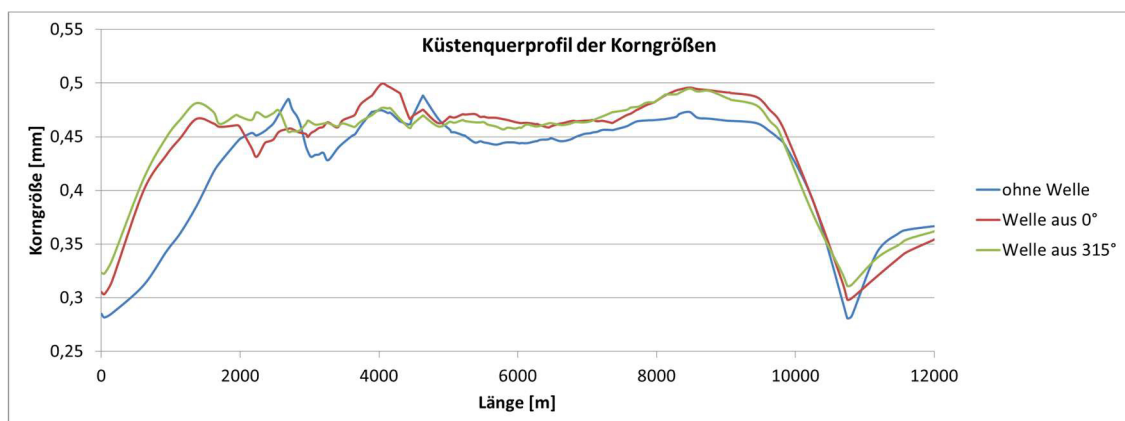
**Abbildung 40: Vergleich der mittleren Korngrößenverteilungen ohne Welleneinfluss (oben), mit Wellen aus 0° (Mitte) und Wellen aus 315° (unten) nach drei Jahren für Mittels- und bei 2 m Tidehub und einem Ruhewasserpegel von 0 m**



**Abbildung 41: Küstenquerprofil der mittleren Korngrößen. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Mittelsand bei 2 m Tidehub und Ruhewasserpegel = NN+0m**

Für die Simulationen mit 4 m Tidehub bei einem Ruhewasserpegel von NN+1m zeigt Abbildung 42 ein Querprofil der Korngrößen. Die Verläufe der drei Kurven sind ähnlich. Die Simulation ohne Welleneinfluss liefert fast durchgängig die geringsten mittleren Durchmesser.

Im Vergleich zu den Ergebnissen bei 2 m Tidehub und einem Ruhewasserspiegel von NN+0 m (Abbildung 41) fällt auf, dass die Verläufe gleichmäßiger sind. Die Korngrößen steigen schnell auf Werte zwischen 0,45 mm und 0,5 mm an und bleiben lange auf diesem Niveau. Im Bereich zwischen den Inseln (4.500 – 7.000 m) sind keine Maximalwerte vorhanden. Im Gegenteil ist ein leichtes abfallen der Werte zu erkennen.



**Abbildung 42: Küstenquerprofil der mittleren Korngrößen. Ergebnisse nach drei Jahren Simulation mit Mittelsand bei 4 m Tidehub und Ruhewasserpegel = NN+1 m**

Die Voruntersuchungen zeigen, dass das Modellsystem in der Lage ist die grundsätzlichen Sedimenttransportprozesse mit und ohne Einfluss von Wellen in einem Ästuarsystem mit vorgelagerten Inseln zu simulieren. Vorgänge, wie sie in der Natur beobachtet werden, werden auch vom

Modell wiedergegeben. Die zunehmenden Rinnentiefen bei erhöhtem Wasseraustausch (4 m Tidehub) zwischen offener See und dem Wattgebiet sind hierfür ein gutes Beispiel.

Auch der Einfluss des Seegangs wird im Modell qualitativ richtig berücksichtigt. Die erhöhte Turbulenz führt zu einer Mobilisierung der Körner, was sich wiederum in einer gleichmäßigeren Tiefenverteilung widerspiegelt. Der quantitative Welleneinfluss wurde in dieser Arbeit nicht detailliert untersucht, stimmt aber mit Naturbeobachtungen von der Größenordnung her überein. Die Ausbildung der vom Modell erzeugten Priele weist eine große Ähnlichkeit zu den Prielen der deutschen Nordseeküste auf.

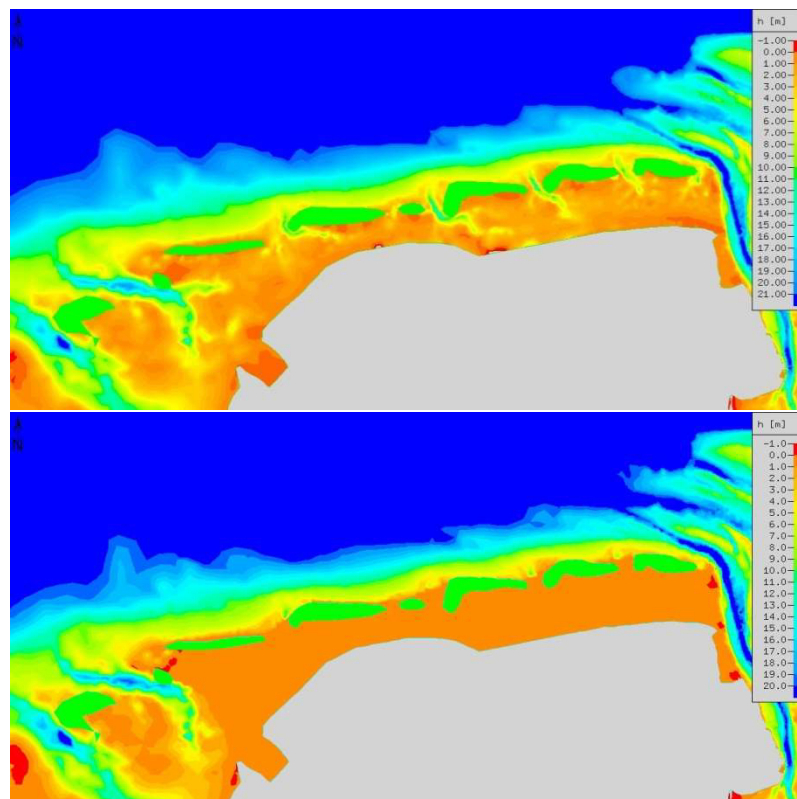
Die vom Modell simulierten Korngrößenverteilungen kommen schnell zu einem Zustand, der sich im weiteren Simulationsverlauf nur noch wenig ändert. Die Verteilung der Korngrößen ist physikalisch nachvollziehbar und qualitativ ähnlich zu Naturbeobachtungen.

## 4.5 Simulation der deutschen Nordseeküste

### 4.5.1 Einleitung

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse einer gekoppelten Simulation eines natürlichen Gebietes dargestellt. Ziel ist es, die Fähigkeit der Modelle, naturähnliche Ergebnisse zu produzieren, zu untersuchen. Das Gebiet des Testfalls (Kapitel 4.4) ist der ostfriesischen Küste mit ihren Barriere Inseln und Wattgebieten schematisch nachempfunden. Nachfolgend wird ein Modell der deutschen Nordseeküste untersucht. Das Augenmerk liegt hierbei auf den Ostfriesischen Inseln zwischen Juist und Wangerooge.

Es werden verschiedene Simulationen des gleichen Gebietes durchgeführt. Die Simulationsdauer beträgt jeweils drei Jahre. In einer Simulation ist das Gebiet vom seewärtigen Rand der Inseln bis zum Festland auf eine Höhe eingeebnet, die der mittleren Höhe im eingeebneten Gebiet entspricht. Einem Austausch von Sedimenten zwischen dem Untersuchungsgebiet und der Umgebung kommt somit eine nur geringe Bedeutung zu. In einer Referenzsimulation wird dasselbe Gebiet mit denselben Randbedingungen simuliert. Die Ausgangsbathymetrie entspricht allerdings den realen Gegebenheiten. Die Simulationen werden jeweils mit und ohne Einfluss der Wellen durchgeführt.



**Abbildung 43: Tiefenverteilung zum Simulationsbeginn bei realen Verhältnissen (oben) und bei eingeebnetem Küstenabschnitt (unten)**

In weiteren Simulationen wurde getestet, wie das Simulationsergebnis von der Wahl des morphodynamischen Faktors abhängt. Die morphodynamische Beschleunigung (siehe Kap. 4.1.6) wurde bei diesen Simulationen von 35 um den Faktor 3 bzw. 10 auf 105 bzw. 350 erhöht. Eine Übersicht über die verschiedenen simulierten Szenarien gibt Tabelle 5.

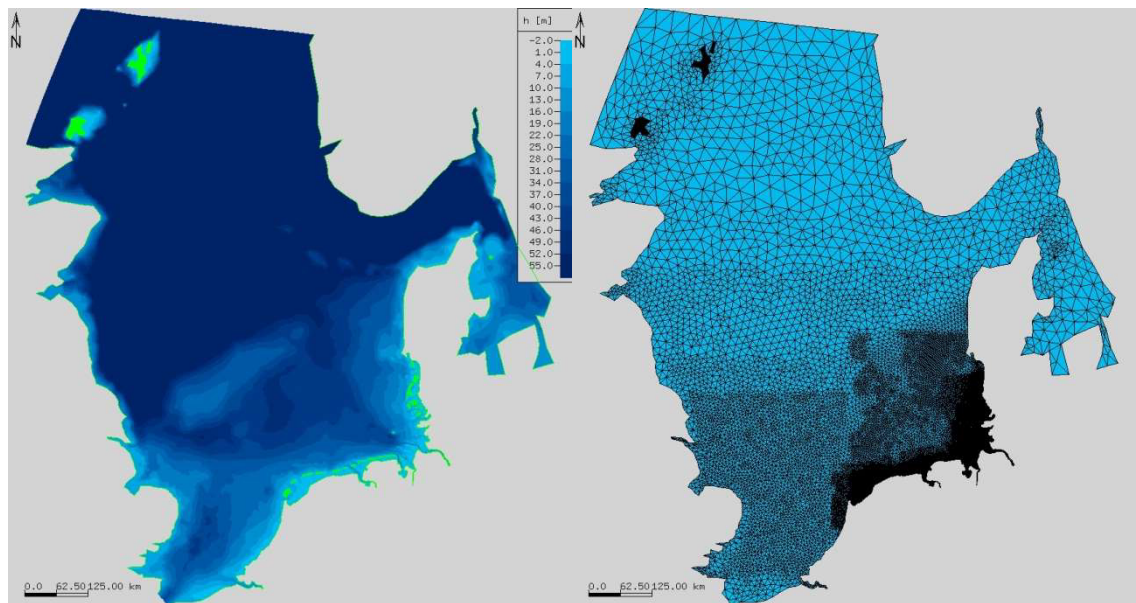
**Tabelle 5: Simulationsszenarien im Modell der Nordseeküste**

	Ausgangsbathymetrie real	Ausgangsbathymetrie eingeebnet	Ohne Welleneinfluss	Mit Welleneinfluss	Morphodynamische Beschleunigung: Faktor 35	Morphodynamische Beschleunigung: Faktor 105	Morphodynamische Beschleunigung: Faktor 350
Simulation 1	✓		✓		✓		
Simulation 2	✓			✓	✓		
Simulation 3		✓	✓		✓		
Simulation 4		✓		✓	✓		
Simulation 5		✓	✓			✓	
Simulation 6		✓	✓				✓

#### 4.5.2 Gebietsbeschreibung

Das Modellgebiet umfasst die gesamte Nordsee sowie den westlichen Teil der Ostsee (Abbildung 44, links). Wasserseitig wird das Gebiet im Westen im Bereich des Ärmelkanals bei Dover/Calais begrenzt. Die nördliche Begrenzung verläuft entlang einer Linie von Schottland zu den Orkney und Shetland Inseln bis zu einem Punkt nördlich von Bergen, Norwegen. In der Ostsee ist das Gebiet am südlichen Ende des Großen Belts und am südlichen Ende des Öre Sunds begrenzt.

Die Kantenlängen des Rechnernetzes liegen zwischen 65 km an der nördlichen seeseitigen Begrenzung und 35 m im Bereich der Deutschen Bucht. Das Rechnernetz besteht insgesamt aus ca. 72.000 Knoten und 140.000 Elementen. Vor allem der Bereich der Friesischen Inseln und der Deutschen Bucht ist im Modell hoch aufgelöst. Der nördliche Rand und der Bereich der Ostsee sind nur grob aufgelöst (Abbildung 44, rechts).



**Abbildung 44: Tiefenverteilung (links) und Rechennetz (rechts) des Modellgebietes**

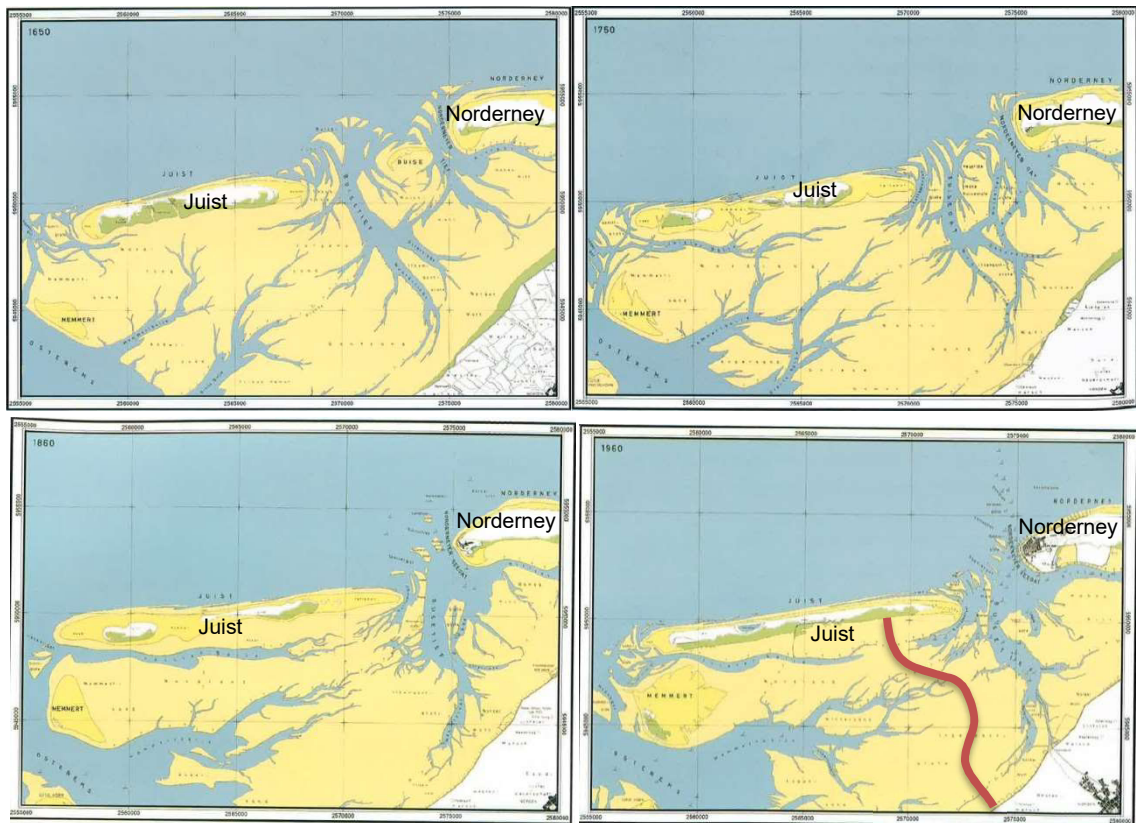
Das zentrale Untersuchungsgebiet umfasst den Bereich zwischen den Inseln Juist, Norderney, Baltrum, Langeoog, Spiekeroog und Wangerooge sowie dem Festland.

### 4.5.3 Historische Entwicklung

Um die Simulationsergebnisse einordnen zu können wird an dieser Stelle die historische Entwicklung der Ostfriesischen Inseln dargestellt. *Homeier et al.* (2010) beschreiben die Entwicklung detailliert für die Jahre 1650, 1750, 1860 und 1960. Die Karten für die Gebiete Juist und Norderney (Abbildung 45), Baltrum und Langeoog (Abbildung 46) sowie Spiekeroog und Wangerooge (Abbildung 47) sind unten abgebildet. In den Karten aus 1960 ist in rot der Verlauf der Wattwasserscheide zwischen Juist und dem Festland eingetragen. Dieser wird bei der Auswertung der Simulationen mit den berechneten Zuständen verglichen.

1650 lag zwischen Juist und Norderney noch die Insel Buise. Dementsprechend gab es damals zwei Seegatten, von denen das weiter westlich gelegene Buisetief noch das bedeutendere ist (*Homeier et al.*, 2010). Das Rinnensystem des Juister Watts wurde von zwei großen Rinnen, welche von der Osterems abzweigen, gespeist. Weitere Rinnen zweigten vom Buisetief ab.





**Abbildung 45: Entwicklung von Juist und Norderney. Oben links: 1650, oben rechts: 1750, unten links: 1860, unten rechts: 1960 [aus Homeier et al. (2010)]**

1750 ist die Insel Buise verschwunden. Im Bereich der ehemaligen Insel existierten mehrere Platten. Mit dem Verschwinden der Insel Buise gewann das östliche Norderneyer Gatt an Größe. Die Insel Juist brach 1651 auseinander (Homeier et al., 2010) und das Buisentief versandete mehr und mehr. Somit wurde auch das daran anschließende Rinnensystem kleiner. Südlich von Juist entwickelte sich die Juister Balje parallel zur Insel. Die Veränderungen auf Norderney waren verglichen mit denen auf Juist deutlich geringer.

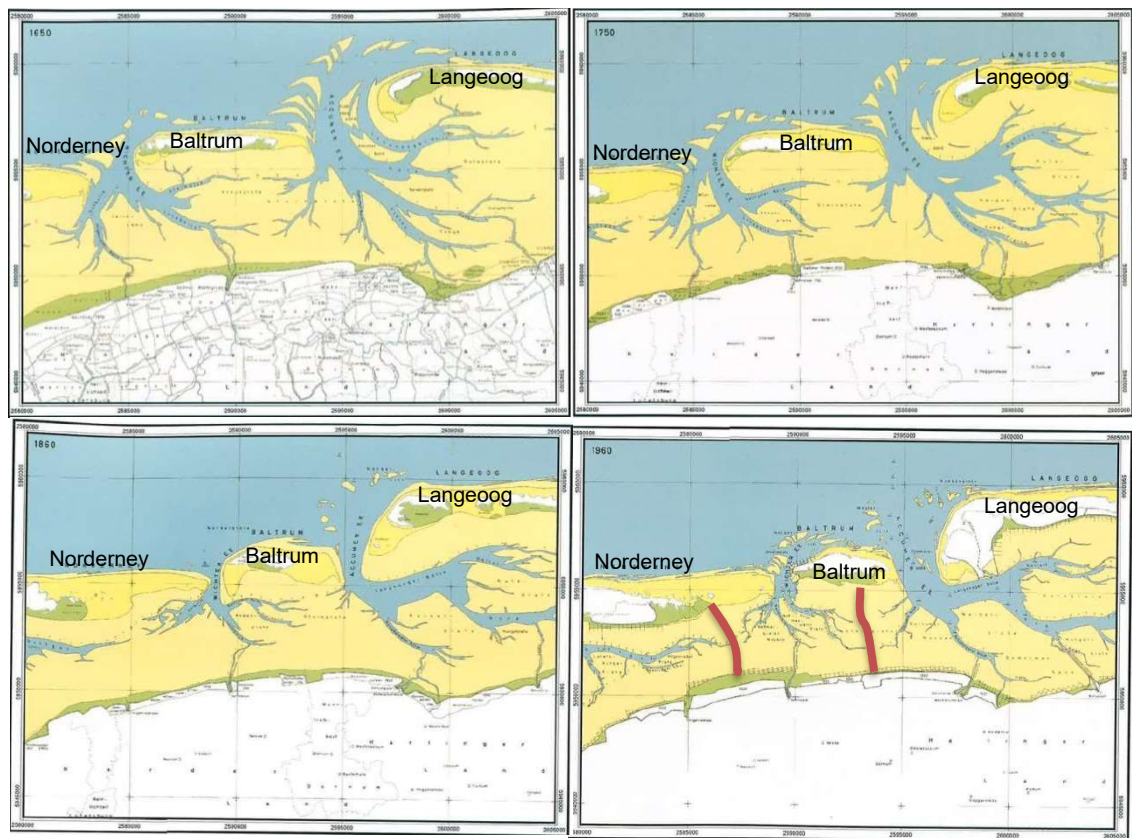
1860 wurden die beiden Inselteile Juists noch schmäler. Zwischen Buise und Juist verschwand das ehemalige westliche Seegatt fast vollkommen bzw. vereinigte sich mit dem Norderneyer Gatt, und die Juister Balje prägte sich weiter aus. Die weiter südlich gelegene Memmertbalje vergrößerte sich. Somit wurde das Juister Watt noch stärker von der Westseite mit Wasser versorgt bzw. entleert. Fast restlos verschwanden die Heuplate und die Hohe Buisenplat. Ein großer Durchlass entwickelte sich aus dem Norderneyer Seegatt und dem daran anschließende Buisentief. 1960 haben sich die beiden Teile Juists wieder vereinigt. Die Insel ist jetzt schmal und ca. 17 km lang. Während sich die Morphologie zunächst frei entwickeln konnte, sind seit ca. 1860 die Küstenverläufe durch den Menschen beeinflusst (Homeier et al., 2010). Die Wanderung nach Osten ist deutlich verlangsamt. 1960 verkürzte sich die Juister Balje wieder etwas. Zwischen den beiden Ausläufern der Memmertbalje hat sich inselartig der Mittelsand gebildet. Beträchtlich vergrößerte sich die Insel Memmert, wobei sie sich etwas nach Osten verlagerte.

Die Insel Baltrum war 1650 recht langgestreckt. Am westlichen Ende war ein kleinerer Teil durch einen Durchbruch abgetrennt. Der Abstand zwischen Norderney und Langeoog beträgt heute ca. 2000 m. Von der Westseite Norderneys ausgehend erstreckt sich ein Riff in Richtung Nordost. Baltrum und Langeoog sind durch die Accumer Ee und die Langeooger Balje getrennt. Zwischen beiden befinden sich der Flinthörnsand und der Accumer Sand. Langeoog liegt etwas nach Norden versetzt östlich von Baltrum. Am Westende knickt die Spitze leicht nach Süden ab. Langeoogs Dünengürtel zieht sich entlang des nördlichen Strandes. Auch zwischen Baltrum und Langeoog erstreckt sich ein Riffgürtel, welcher am östlichen Ende Baltrums beginnt und in einem nach Norden verlaufenden Bogen bis fast zur nördlichen Inselmitte Langeoogs ausdehnt. Das Wattgebiet von Baltrum und Langeoog wird überwiegend durch die Wichter- und Accumer Ee be- und entwässert. Die Wichter Ee spaltet sich auf in die Kleibalje, welche parallel zur Baltrumer Südküste verläuft und die Landbalje, die nach Neßmersiel führt.

Im Jahr 1750 waren die Inseln Baltrum und Langeoog in ihrem Küstenverlauf gegenüber 1650 nur geringfügig verändert. Lediglich die Dünengebiete auf den beiden Inseln verringerten sich. Als Baltrumer Balje bezeichnet wird die ehemalige Kleibalje, welche sich wesentlich verbreiterte. Der Bereich der ehemaligen Langeooger Balje verlandete an der Westspitze Langeoogs stark. Gespeist wird der hintere Bereich nun durch die Accumer Ee.

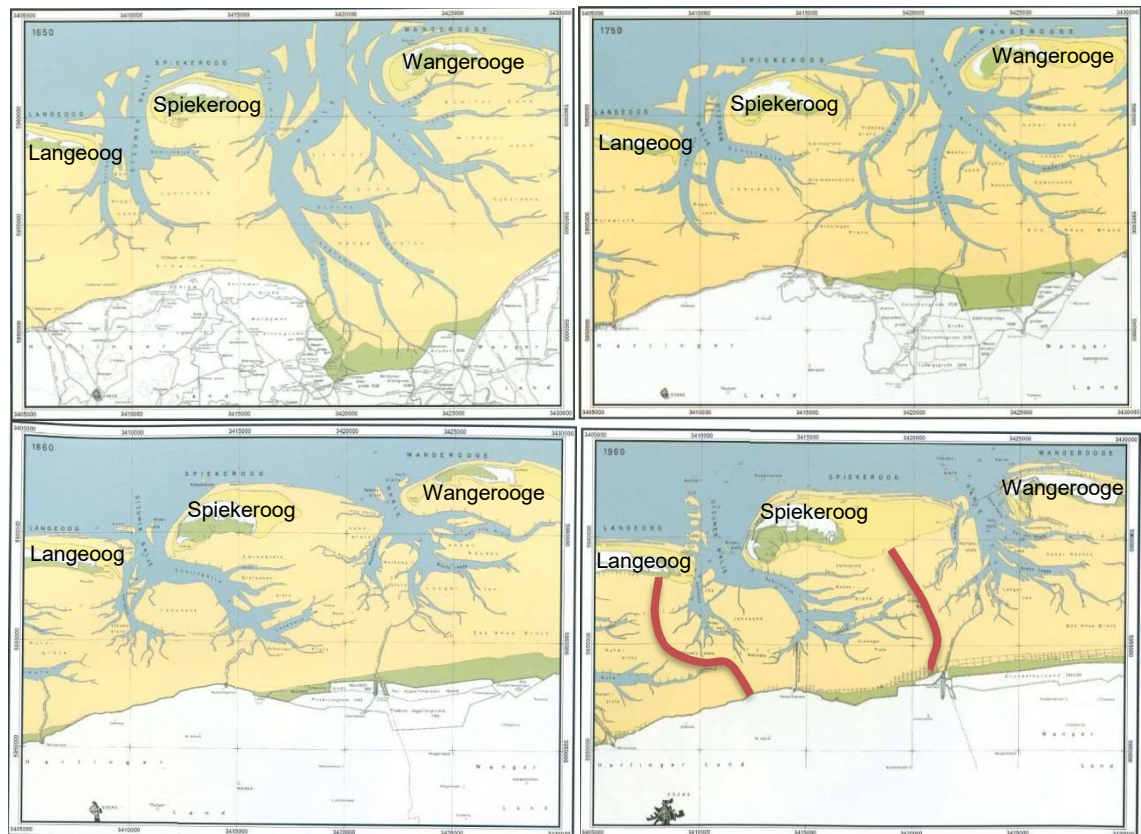
Norderney hat sich um 1860 mit seiner Ostspitze stark nach Osten ausgedehnt. Baltrum ist insgesamt um ca. 2 km nach Osten gewandert. Die Wichter Ee wurde deutlich schmaler und das zwischen Norderney und Baltrum vorgelagerte Riff verschwand fast vollständig. An der Westspitze Baltrums bildete sich der nach Süden zeigende „Haken“ stark aus. Insgesamt nahm die Insel eine gedrungene Gestalt an. Auch die Accumer Ee wurde schmaler und das zwischen Baltrum und Langeoog gelegene Riff bildete sich zurück. Das im Watt gelegene Rinnensystem hat insgesamt weniger Verästelungen als im vorherigen Jahrhundert.

1960 waren an der Westspitze Norderneys große Teile durch befestigte Deckwerke und Buhnen festgelegt worden. Für einen weiteren Flächenzuwachs sorgte die Eindeichung eines Poldergebiets im Süden der Insel. Der Strand an der Ostspitze hat sich in seiner Nord-Süd-Ausdehnung verbreitert. Zwischen Norderney und Baltrum ist das Riff, welches 1750 noch ausgeprägt, 1860 aber fast verschwunden war, wieder deutlich zu sehen. Auf Baltrum ist das Dünengebiet deutlich angewachsen. Durch Befestigungsmaßnahmen wurde die Westspitze fixiert und der Haken verschwand. Die Accumer Ee hat sich wesentlich verbreitert. Auch auf Langeoog ist das Dünengebiet stark vergrößert.



**Abbildung 46: Entwicklung von Norderney, Baltrum und Langeoog. Oben links: 1650, oben rechts: 1750, unten links: 1860, unten rechts: 1960 [aus Homeier et al. (2010)]**

Im Laufe der Jahre hat sich die Insel Spiekeroog stark vergrößert. Hatte die Insel im Jahre 1650 ungefähr eine Länge von 5.000 m, war sie bis 1960 auf fast 10.000 m gewachsen. Das Wachstum hat vor allem am östlichen Strandbereich stattgefunden. Gleichzeitig hat sich die Insel, bis zur Befestigung des Westendes, nach Osten verschoben. In dem gleichen Zeitraum hat die Breite von knapp 2.000 m auf im Mittel 3.000 m zugenommen. Wie bei fast allen Ostfriesischen Inseln wurde die Westseite Spiekeroogs durch Küstenschutzwerke bis 1960 festgesetzt. Die Otzumer Balje hatte 1650 und 1750 noch vorgelagerte Riffe. Diese bildeten sich dann zurück und 1860 gab es zwischen Langeoog und Spiekeroog nur noch einzelne Untiefen. 1960 führten die Riffe dann von der Ostspitze Langeoogs in nördlicher Richtung. Die Mittelplate ist nur noch ein sehr schmaler Streifen. Knickt die Schillbalje 1650 noch rechtwinklig von der Otzumer Balje südlich von Spiekeroog ab, ist im Zustand von 1750 bereits erkennbar, dass die Otzumer Balje direkt in die Schillbalje übergeht. Dieser Prozess verstärkt sich bis 1960. Gleichzeitig nehmen die feinen Verästelungen zum Festland hin zu. Das Seegatt zwischen Spiekeroog und Wangerooge verändert im Laufe der Zeit stark sein Aussehen. Mit der Flächenausbreitung von Spiekeroog nimmt die Breite des Durchlasses ab. Zwar wandert auch die Insel Wangerooge ostwärts, jedoch wächst Spiekeroog weitaus schneller. 1750 betrug der Abstand zwischen den Inseln noch gut 5.000 m. Er teilte sich in drei Rinnen auf; die Alte Harle, die Harle und die Rote Balje. Im Jahr 1960 hatte der Durchlass nur noch eine Breite von knapp 2.500 m. Die alte Harle ist nur noch ein kleiner Seitenarm ohne direkte Anbindung an das Seegatt, die Rote Balje ist vollständig verschwunden.



**Abbildung 47: Entwicklung von Spiekeroog und Wangerooge. Oben links: 1650, oben rechts: 1750, unten links: 1860, unten rechts: 1960 [aus Homeier et al. (2010)]**

Allgemein kann zu der Entwicklung der Ostfriesischen Inseln gesagt werden, dass die Inseln eine natürliche Tendenz haben, ostwärts zu wandern bzw. sich nach Osten ausdehnen. Die Rinnensysteme haben sich zwischen den Inseln zu weniger verzweigten Durchlässen entwickelt. In Richtung Festland gibt es speziell im Bereich von Baltrum bis Wangerooge viele kleine Rinnen. Auch die den Inseln teils vorgelagerten Riffe sind über die Zeit feingliedriger geworden.

#### 4.5.4 Randbedingungen der Modellierung

Das Modell wird durch Wasserstandsrandbedingungen im Bereich des Ärmelkanals und entlang des nördlichen, seeseitigen Modellrands gesteuert. Einmündende Flüsse sind nicht berücksichtigt. Die Wasserstandsrandbedingungen sind dem übergeordneten Nordseemodell entnommen.

Zusätzlich wird für die Simulationen mit Welleneinfluss am nördlichen, seeseitigen Modellrand eine Wellenrandbedingung von 2 m Wellenhöhe mit einer Periode von 8 Sek. aus nordwestlicher Richtung vorgegeben. Es wirkt ein konstanter Wind mit  $v_{10} = 9 \text{ m/s}$  aus  $315^\circ$  im gesamten Gebiet.

Die Morphodynamik wird mit einem Beschleunigungsfaktor von 35 berechnet. Um die Sensibilität des Modells auf den morphodynamischen Faktoren zu untersuchen, wurden einige Rechnungen mit Faktoren von 105 und 350 durchgeführt. Ausgangszustand war jeweils das eingeebnete Modell. Es wurde mit Welleneinfluss simuliert.



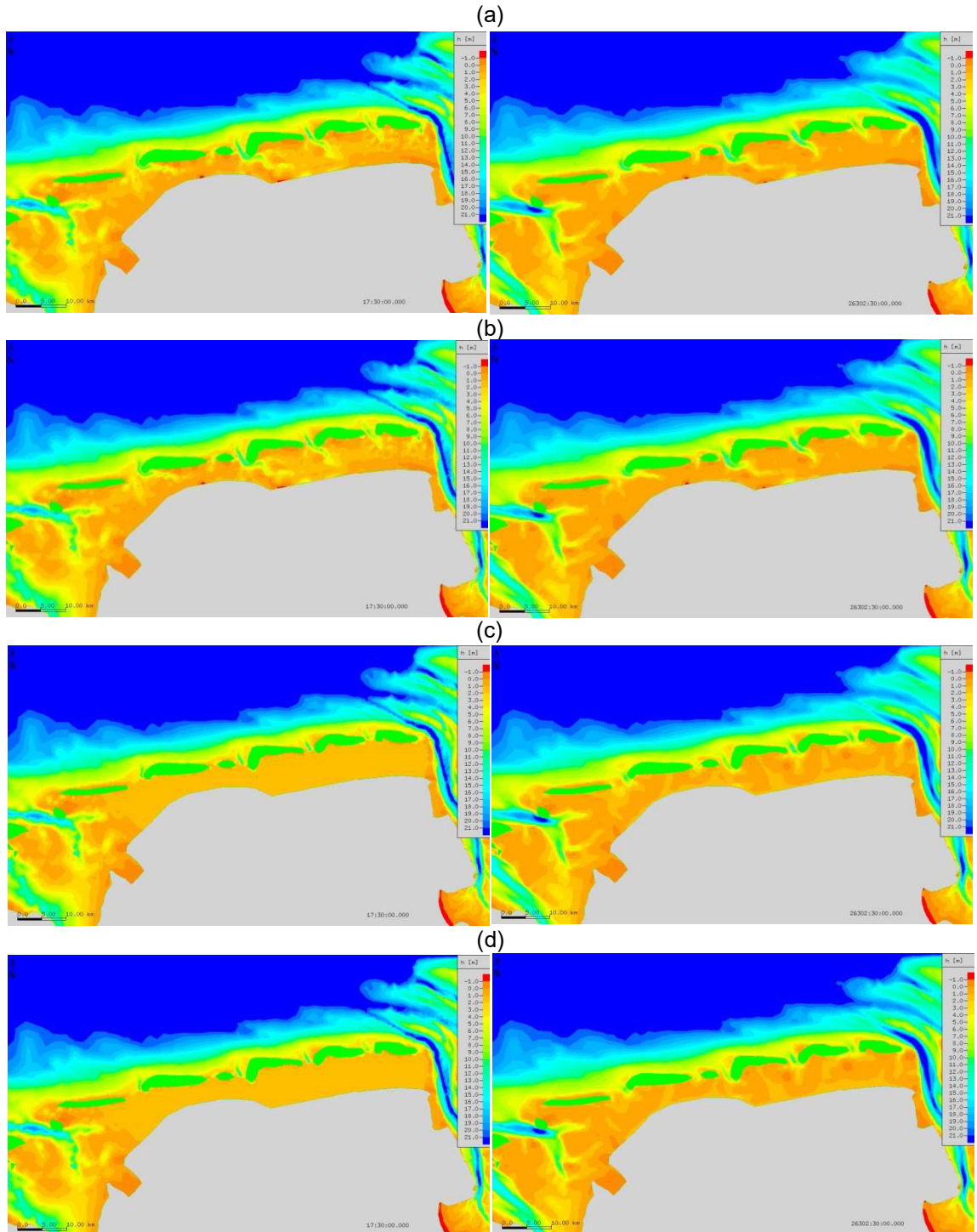
#### 4.5.5 Modellergebnisse

Die Amphidromischen Punkte in der Nordsee werden vom Modell sehr gut wiedergegeben. Im Bereich zwischen Südostengland und den Niederlanden berechnet das Modell Tidehübe von ca. 30 cm. Im Bereich der Jütlandbank ergeben sich maximale Amplituden von ca. 20 cm. Auch die Tidehübe z.B. in der Elbmündung entsprechen den mittleren Tidehüben. Hier errechnet das Modell einen Tidehub von knapp über 3 m. Der mittlere Tidehub wird für Cuxhaven mit 2,97 m angegeben (BSH, 2013). Für den Pegel Norderney Riffgat liefert das Modell eine Amplitude von ca. 2,35 m, das BSH gibt einen mittleren Tidenhub von 2,45 m an (BSH, 2013). Auch der simulierte Tideverlauf passt gut mit dem Verlauf einer mittleren Tide überein.

In Abbildung 52 a – d sind die Geländeverläufe zu Beginn (links) und am Ende (rechts) der Simulationen gezeigt. Bei den Endzuständen sind auch die Wattwasserscheiden dargestellt. Es fällt auf, dass die Strukturen bei den Simulationen mit der zu Anfang eingeebneten Wattfläche nicht so deutlich ausgebildet sind wie in den Fällen mit vorhandener Anfangsstruktur. Hier ist noch kein Gleichgewichtszustand im Modell erreicht. Auch der Verlauf der Wattwasserscheiden in den Simulationen mit eingeebnetem Anfangszustand ist entsprechend weniger ausgeprägt. Die östlichste Wattwasserscheide bei Juist ist eine Ausnahme. Hier beeinflusst das Ungleichgewicht am Rand des eingeebneten Bereichs einseitig den Verlauf der Wattwasserscheide. Die Wellen wirken im Modell ausgleichend. So ist an der Westspitze Norderneys im Endzustand im Fall ohne Welleneinfluss (a) die Rinne deutlich weniger stark ausgebildet als mit Welleneinfluss (b). Dies gilt insbesondere für die den Inseln vorgelagerten Bereiche, in denen der Wellenangriff naturgemäß ausgeprägter ist.

Im Vergleich der Simulationen mit eingeebnetem Ausgangszustand werden die Lagen der Wattwasserscheiden mit Einfluss von Wellen besser abgebildet. Dies ist besonders bei der von Langeoog kommenden Wattwasserscheide zu sehen.

Der Vergleich mit den Verläufen der Wattwasserscheiden in den „Homeier-Karten“ ist nur bedingt möglich. Schon im Ausgangszustand des Modells ist die Bathymetrie teilweise verschieden. So ist z.B. die Wattwasserscheide von Juist weniger geschwungen als in dem von Homeier et.al gezeigten Zustand von 1960. Dies ist durch die Veränderungen von 1960 bis zum Aufmessen des Digitalen Geländemodells, welches der Simulation zu Grunde liegt, zu erklären. Die von Norderney und Baltrum ausgehenden Wattwasserscheiden werden vom Modell in ihrer Lage und Ausrichtung recht gut wiedergegeben. Lediglich die Lage der Wattwasserscheide im Bereich der Inseln wird in den Simulationen mit eingeebnetem Ausgangszustand nicht sehr gut getroffen und liegt zu weit westlich. Allerdings ist in diesen Simulationen auch noch kein Gleichgewichtszustand im Untersuchungsgebiet erreicht, und es ist noch eine langsame Verlagerung in Richtung Westen zu beobachten. Bei den Inseln Langeoog und Spiekeroog gilt dies analog, wobei die S-Form der von Langeoog kommenden Wattwasserscheide in den Simulationen mit eingeebnetem Ausgangszustand nicht so ausgeprägt simuliert wird.



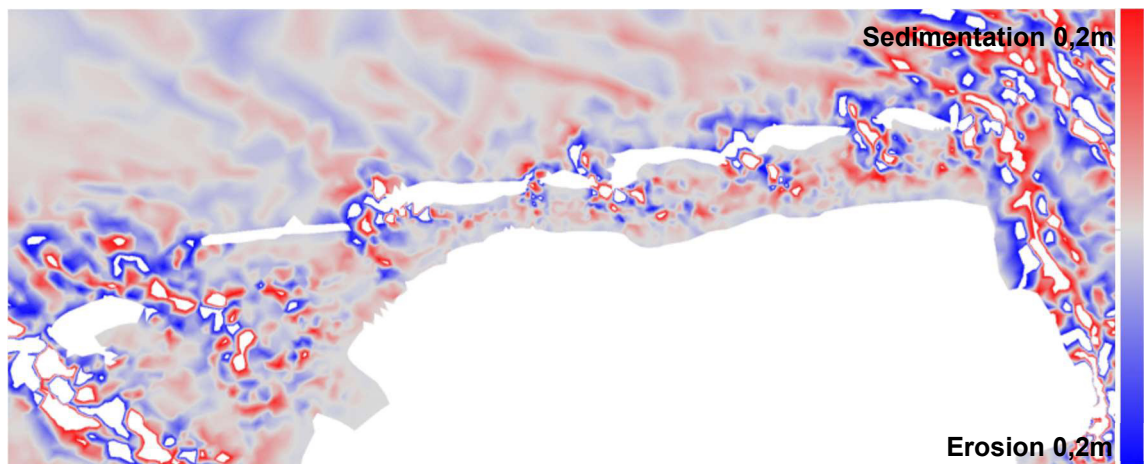
**Abbildung 48: Ausgangs- (links) und Endzustand (rechts) der Simulationen für den Referenzfall (a), den Referenzfall mit Wellen (b), den eingeebneten Fall (c) und den eingeebnete Fall mit Wellen (d)**

An den Westspitzen von Norderney, Langeoog und Spiekeroog entstehen im Modell die von See kommenden und dann nach Osten abknickenden Hauptrinnen. Es ist jedoch ersichtlich, dass die Rinnenbildung im Modell noch keinen Gleichgewichtszustand erreicht hat. Verglichen mit der Natur sind die Rinnen im Wattgebiet noch nicht entwickelt. Anzumerken ist hier, dass in der Natur

auch kein Gleichgewichtszustand über einen längeren Zeitraum herrscht. Gerade Wattgebiete zeichnen sich durch eine hohe Dynamik aus.

An dieser Stelle soll der Vergleich zu einer vergleichbaren Arbeit angestellt werden. Im Rahmen der Projektes *AufMod* (2013) wurde ebenfalls mit gekoppelten Modellen gearbeitet. Abbildung 49 zeigt die berechneten Sohlhöhenveränderungen innerhalb eines Jahres, ausgehend vom 15.1.2003. Etwas verwirrend ist die Darstellungsform. Sowohl die Inseln als auch Wertüberschreitungen sind in weiß dargestellt.

Die generelle Systematik der Erosionen an den Westspitzen der Inseln werden von beiden Modellen widergegeben.



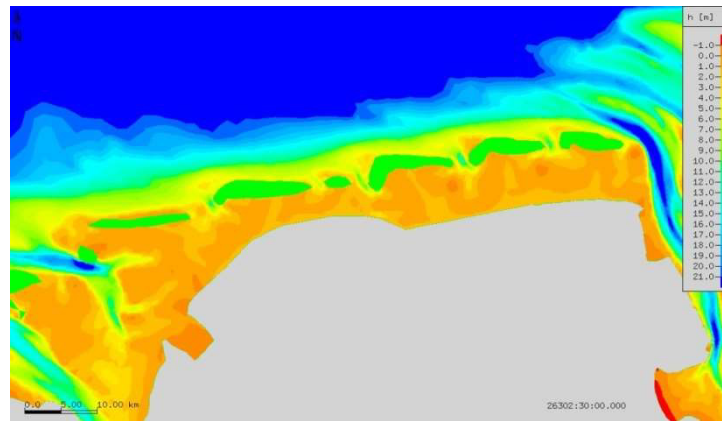
**Abbildung 49: Berechnete Erosions- und Sedimentationsbereiche aus dem Projekt *AufMod* (2013)**

### **Morphodynamische Beschleunigung**

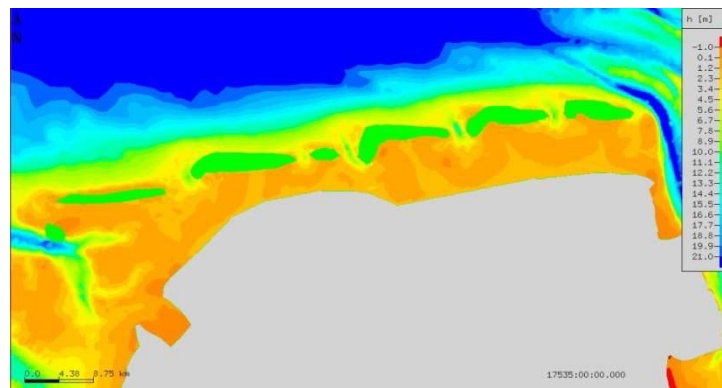
Die Ergebnisse der Berechnungen mit größeren morphodynamischen Faktoren sind in Abbildung 50 bis Abbildung 52 gezeigt. Dargestellt ist jeweils die Tiefenverteilung nach drei Jahren – einmal berechnet mit einem Faktor von 35, dann von 105 und zuletzt von 350.

Die Unterschiede in den Ergebnissen sind sehr gering. Die Lage und Ausrichtung der Rinnen sind nahezu gleich. Lediglich die Weite der Rinnen nimmt mit zunehmendem morphodynamischen Faktor leicht zu. Auch haben sich die Rinnen mit den höheren Faktoren etwas weiter in Richtung Süden entwickelt. Dies ist am deutlichsten bei den Rinnen zwischen Langeoog und Spiekeroog sowie Spiekeroog und Wangerooge zu sehen.

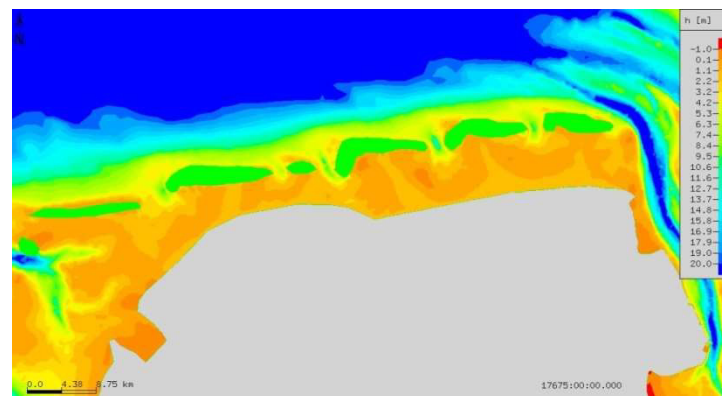
(c)



**Abbildung 50: Morphodynamischer Faktor 35, 3 Jahre Simulationszeit**



**Abbildung 51: Morphodynamischer Faktor 105, 3 Jahre Simulationszeit**



**Abbildung 52: Morphodynamischer Faktor 350, 3 Jahre Simulationszeit**

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass

- die Modell-Läufe mit natürlicher Ausgangstopografie diese bestätigen und keine qualitativ verschiedenen Rinnensysteme berechnet werden,
- die Läufe mit anfangs eingeebnetem Watt sich den natürlichen Verhältnissen bezüglich der Wattwasserscheiden recht gut annähern,
- die Ergebnisunterschiede zwischen morphodynamischen Faktoren von 35, 105 und 350 gering sind.



## **4.6    *Anwendungsbeispiel Paranaguá***

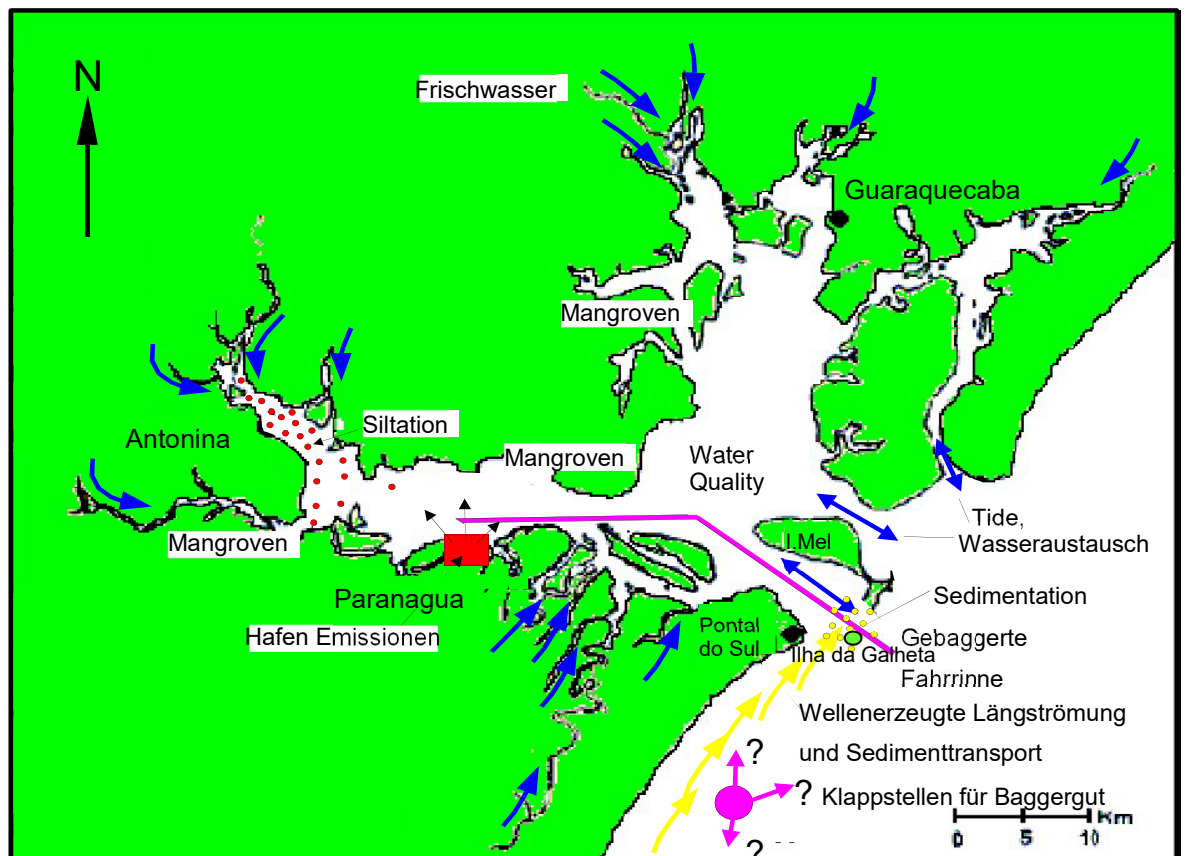
Das gekoppelte Modellsystem wurde des Weiteren auf ein reales Gebiet in Brasilien angewendet. Im Fokus stand hier der Verbleib von verklapptem Baggergut. In diesem Kapitel wird zunächst das Gebiet beschrieben, das Modellsystem mit seinen Randbedingungen vorgestellt und die Simulationsergebnisse werden gezeigt. Mit Hilfe des numerischen Modells soll eine Optimierung der Baggermaßnahmen in der Zufahrt der Bucht von Paranaguá ermöglicht werden. Die Ergebnisse wurden im Anschluss ausgewertet.

### **4.6.1   Gebietsbeschreibung**

Die Bucht von Paranaguá liegt im Süden Brasiliens im Staat Paraná. Sie hat eine Gesamtwasserfläche von ca. 600 km<sup>2</sup> und teilt sich in zwei Hauptsysteme. Zum einen ist dies die in Ost-West-Richtung verlaufende, eigentliche Bucht von Paranaguá und zum anderen die in Nord-Süd-Richtung verlaufende Bucht von Laranjeiras. Die Ufer sind größtenteils mit Mangroven bewachsen und die Süßwasserzuströme lassen sich wegen des sumpfigen Gebietes oft nicht exakt bestimmen. Die fünf größten Zuströme liefern einen mittleren jährlichen Zufluss von knapp 200 m<sup>3</sup>/s, welcher in Zeiten maximalen Abflusses auf über 600 m<sup>3</sup>/s ansteigt. Der mittlere Gesamtzufluss in das Gebiet kann nur anhand des Niederschlags abgeschätzt werden und liegt bei ca. 250 m<sup>3</sup>/s. Bei starken Regenfällen im Einzugsgebiet kann er auf weit über 1.000 m<sup>3</sup>/s ansteigen.

Das im Ästuar vorhandene Sediment ist im Küstenbereich Fein- und Mittelsand. Im Inneren der Bucht findet sich zunehmend Schlick.

Das Klima im Einzugsgebiet der Bucht ist vorwiegend tropisch mit mittleren Temperaturen um 22 °C. Der mittlere jährliche Niederschlag liegt bei 2.500 mm mit einem Maximum von 5.300 mm. Es gibt zwei verschiedene Niederschlagsperioden. Die Regenzeit beginnt im November und hält fast den gesamten Sommer an, wohingegen die Trockenzeit von April/Mai bis in den Winter reicht.



**Abbildung 53: Schematische Darstellung der Vorgänge im Untersuchungsgebiet [aus internen Unterlagen der Forschungsgruppe zum Nachhaltigen Umweltmanagement in brasilianischen Häfen]**

In Abbildung 53 ist die Bucht von Paranaguá mit ihren wichtigsten hydro- und morphodynamischen Prozessen dargestellt. Der Schifffahrtsweg verläuft, von See kommend, südwestlich der Ilha do Mel bis zum Hafen von Paranaguá. Speziell im Bereich südwestlich der Ilha do Mel treten starke Verlandungen auf.

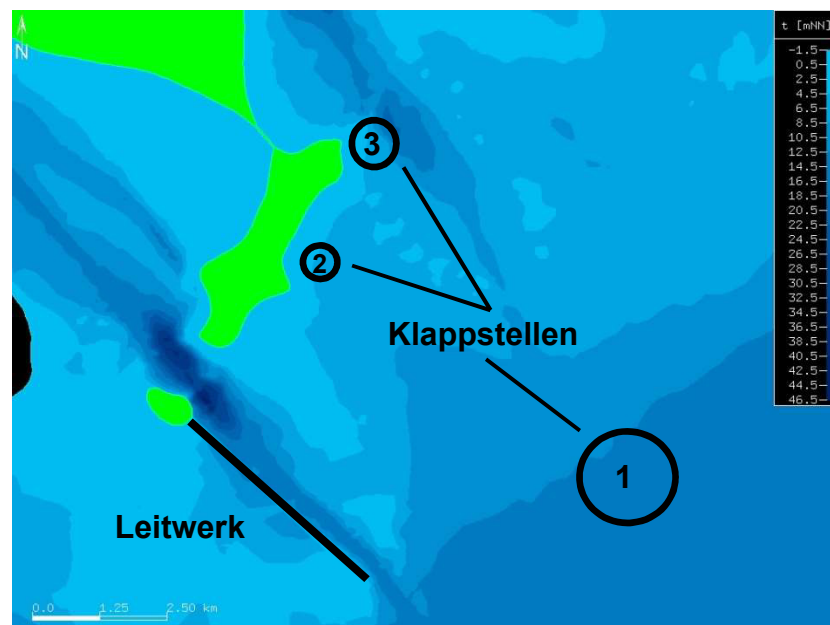
#### 4.6.2 Randbedingungen

Als Randbedingungen werden an der seeseitigen Modellgrenze Wasserstände vorgegeben. Diese wurden von Ständen des Pegels an der Ilha da Galheta abgeleitet. Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurden Rechnungen mit verschiedenen Süßwasserzuflüssen in der Bucht durchgeführt. Diese hatten jedoch keine signifikanten Auswirkungen auf die Wasserstände und die Entwicklung der Morphologie am Eingang der Bucht. Die Sedimente waren im Modellgebiet zunächst gleichmäßig verteilt. Über eine rein hydrodynamische Berechnung wurden die im Modell auftretenden Strömungsgeschwindigkeiten ermittelt. Mit Hilfe dieser vorberechneten Strömungsgeschwindigkeiten konnte die Sedimentverteilung im Gebiet durch das Modell vorgeschätzt werden. In Bereichen hohen Strömungsangriffs werden die größeren Körner angelagert und ersetzen feines Material und umgekehrt. Damit wird ohne große Verluste an Simulationszeit eine bessere Kornverteilung im Initialzustand des Modells erreicht. Eine Abbildung mit den Sedimentgrößen ist in Abbildung 63 dargestellt.

### 4.6.3 Vorgehensweise

Zur Optimierung der Baggermaßnahmen wurden zwei verschiedene Ansätze mit dem Computermodell simuliert. Zum einen ist dies eine Untersuchung zu möglichst optimalen Klappstellen, um einen Rücktransport des Baggerguts in das Fahrwasser zu vermeiden, zum anderen wurde der Effekt eines Leitwerks untersucht. Durch das Leitwerk soll die Strömung derart gesteuert werden, dass eine erhöhte Selbsträumung in der Fahrrinne eintritt.

Um eine möglichst günstige Klappstelle für das in der Fahrrinne gebaggerte Sediment zu ermitteln, wurden drei verschiedene Klappstellen untersucht und verglichen (Abbildung 54). Am besten ist eine Klappstelle, von der aus sich das Sediment in diesbezüglich unkritische Bereiche verteilt. An jeder Klappstelle wurde kontinuierlich eine Menge von 100.000 m<sup>3</sup> Sediment pro Monat zugegeben. Das zugegebene Sediment hat eine mittlere Korngröße von 0,3 mm, was ungefähr der in der Fahrrinne vorherrschenden Korngröße entspricht.



**Abbildung 54: Lage der untersuchten Klappstellen und des Leitwerks**

Außerdem wurde im Modell westlich der Fahrrinne ein Leitwerk (Abbildung 54) eingebaut, um die Auswirkungen einer solchen Maßnahme auf den Sedimenttransport zu untersuchen. Hier wird ohne Verklappungen der Vergleich mit und ohne Leitwerk angestellt. Die Verklappung wurde in dieser Untersuchung nicht simuliert, um die Vergleichbarkeit zu Naturmessungen nicht zu verfälschen. Das Leitwerk wurde im Modell als zwei Knotenreihen mit einer Höhe von 1,5 m über NN realisiert. Diese Knoten sind als nicht erodierbar vorgegeben. D.h. sie sind wie in der Natur im Normalfall trocken, können aber bei Hochwasser überspült, ohne jedoch abgetragen zu werden. Im Außenbereich der Fahrrinne wurde im Modell eine Solltiefe von 12 m vorgegeben, welche vom Modell automatisch bei Unterschreitung „gebaggert“ wird. Die so gebaggerten Mengen werden protokolliert und machen somit Aussagen über die Wirksamkeit der Maßnahme möglich.

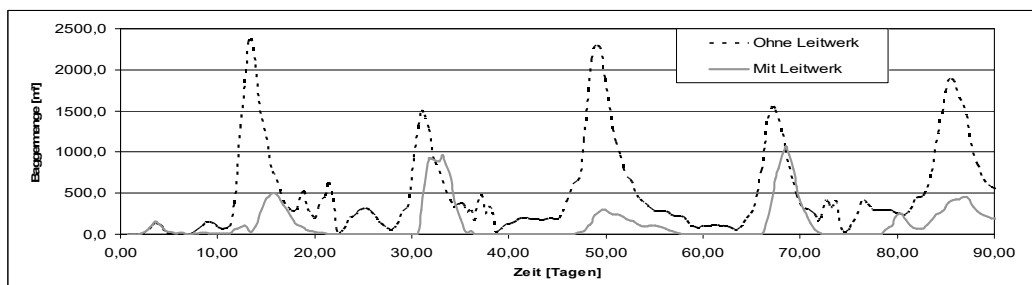
Alle Simulationen wurden mit einer mittleren Tide (ein Ereignis aus dem Jahr 2000) im Gebiet sowie einem konstanten Wind von  $v_{\text{wind}10} = 10 \text{ m/s}$  gerechnet. Am seeseitigen Rand wurde eine konstante Wellenhöhe von  $H_s = 2 \text{ m}$  vorgegeben.

#### 4.6.4 Modellergebnisse

Nach dem „Einrechnen“ (Umverteilen der Sedimentkörner mit Annäherung an die natürliche flächenhafte Sedimentverteilung) wurden zunächst die Modelle gestartet und mit einer durchschnittlichen Tide am seeseitigen Rand gesteuert. Mit einem morphodynamischen Faktor von 35 wurden 3 Monate simuliert und die im Modell entstandenen Umlagerungen bewertet. Die 3-monatige Rechnung zeigt ein stabiles System, welches nur an wenigen Stellen Abweichungen zur gemessenen Topografie in der Realität aufweist. Da die Stellen mit Abweichungen nicht im direkten Untersuchungsgebiet liegen und die Differenzen gering sind, sind die Unterschiede für die weiteren Untersuchungen nicht von Bedeutung. Die im Modell berechnete Korngrößenverteilung entspricht von der Größenordnung den tatsächlichen Gegebenheiten im Simulationsgebiet (Abbildung 63). Dies konnte anhand punktueller Sedimentproben bestätigt werden.

Beim Vergleich der Klappstellen zeigte sich, dass vor allem bei Klappstelle 2 nur geringe Verdriftungen auftreten. Jedoch ist diese von großen Laderaumsaugbaggern wegen der geringen Wassertiefe von ca. 5 m nur eingeschränkt erreichbar. Dies gilt auch teilweise für die Klappstelle 3, wobei diese am seeseitigen Rand Wassertiefen bis zu 14 m aufweist. Jedoch sind die Strömungsgeschwindigkeiten bei Klappstelle 3 durch die Lage am nördlichen Eingang zur Bucht wesentlich höher; somit wird das verklappte Material auch stärker verdriftet. Die Verdriftung vollzieht sich vor allem südwärts, jedoch ist die Intensität nicht sehr stark. Klappstelle 1 ist für Schiffe am einfachsten zu erreichen. Sie hat jedoch den Nachteil, dass das Sediment entlang einer Südwest-Nordost gerichteten Achse zu beiden Seiten bewegt wird, wodurch die Gefahr einer Rückspülung in die Fahrrinne besteht.

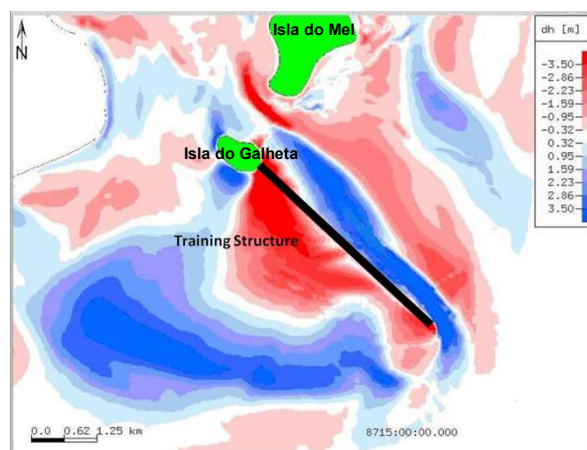
Das im Modell eingebaute Leitwerk hat deutlich geringere Sedimentationen in der Außenfahrrinne zur Folge. Nach einer simulierten Zeit von 3 Monaten ergeben sich in der Variante ohne Leitwerk Baggermengen von ca.  $125.500 \text{ m}^3$ . Dagegen ergeben sich mit Leitwerk nur ca.  $33.500 \text{ m}^3$  (Abbildung 55).



**Abbildung 55: Baggermengen in der Außenfahrrinne mit und ohne Leitwerk**

Die Verminderung der Sedimentation ist auf zwei Ursachen zurückzuführen. Zum einen wird der direkte Eintrag von Sedimenten, welche aus Südwesten kommen, verhindert. Zum anderen erhöhen sich die Strömungsgeschwindigkeiten in der Fahrrinne, was zu einer gesteigerten Selbststräumung führt (Dahlem, 2008).

Abbildung 56 zeigt die Differenzen in der Tiefenentwicklung am südlichen Eingang zur Bucht von Paranaguá nach drei Monaten Simulationszeitraum. Rot sind Auflandungen dargestellt; blau Eintiefungen. Deutlich zu sehen sind die Eintiefungen im Bereich der Fahrrinne und die Auflandungen südwestlich des Leitwerkes. Problematisch sind die Folgen des Leitwerkes an der Festlandspitze (Abbildung 56, oben rechts). Hier kommt es im Modell zu Erosionen im Strandbereich. Im Falle einer Umsetzung ist für diesen Bereich zu entscheiden, ob Befestigungsmaßnahmen des Uferbereichs durchgeführt werden sollen oder ob eine leicht rückschreitende Küstenlinie in Kauf genommen wird. Diese Entscheidungen sollten auch unter Berücksichtigung von Kostenvergleichsrechnungen getroffen werden.



**Abbildung 56: Tiefendifferenz ohne und mit Leitwerk (blau = tiefer mit Leitwerk; rot = flacher) [Dahlem, aus Mayerle et al. (2012)]**

Nur teilweise berücksichtigt ist bei den Simulationen die Beschaffenheit des Untergrundes. So sind die Felsinseln Isla do Mel und Isla do Galheta als nicht erodierbar implementiert. Die umgebenden Bereiche sind als Sandboden im Modell nachgebildet. Dies trifft sicherlich auf die allermeisten Flächen zu, teilweise ist jedoch auch Felsgestein vorhanden. Für die Auswertungen der Modellergebnisse in Bezug auf die Baggerungen in der Fahrrinne ist das Felsgestein nicht von Bedeutung.

## 5. Diskussion der Ergebnisse

Es wurden von drei verschiedene Gebieten Simulationen durchgeführt: die der ostfriesischen Küste nachempfundenen Testfälle einer Barriereküste, die Simulationen der deutschen Nordseeküste zwischen Juist und Wangerooge und die Berechnung der Bucht von Paranaguá. Nachfolgend werden die Ergebnisse für die drei Fälle diskutiert.

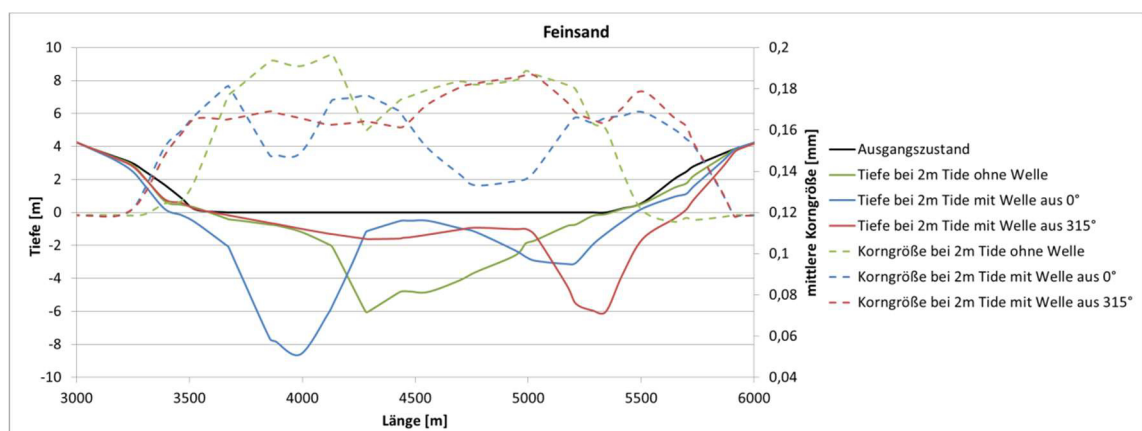
### 5.1 Testfall

Die Simulationen der Testfälle haben Tiefenverteilungen und Korngrößenverteilungen für einen Zeitraum von drei Jahren geliefert. Im Anhang sind für alle simulierten Fälle die Ergebnisse nach einem, zwei und drei Jahren dargestellt.

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass für alle untersuchten Sieblinien eine Abhängigkeit vom Seegang festgestellt wird. Bei geringen Wassertiefen und kleiner Amplituden der Tidewelle (2 m) wirkt sich der Seegang vertiefend aus; vor allem in den Haupttrinnen. Der Effekt kehrt sich bei 4 m Tidehub um. Die Haupttrinnen sind unter Seegang weniger ausgeprägt und die Kurve des Querprofils zwischen den Inseln verläuft kontinuierlicher. Für die einzelnen Sieblinien sind die Ergebnisse im Folgenden genauer erläutert.

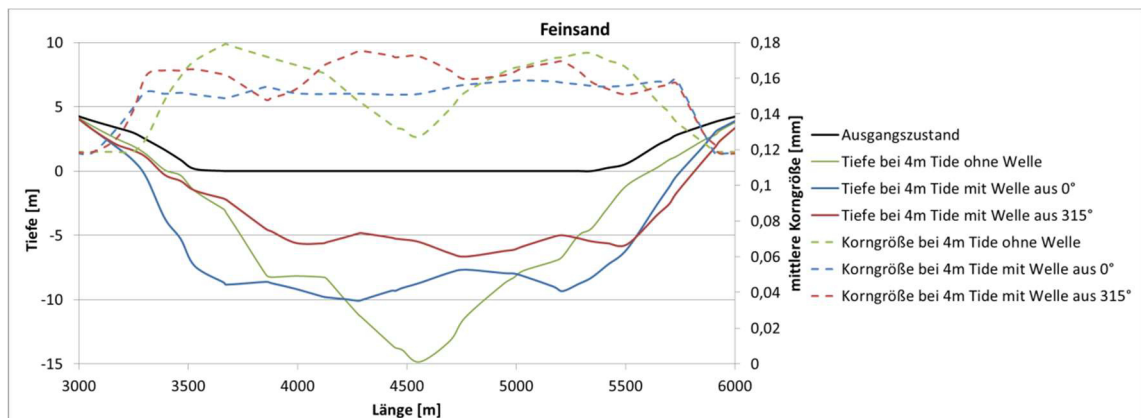
#### Feinsand

Die Lage der Schnitte ist in Abbildung 33 gezeigt. Die Tiefenentwicklung und der Korngrößenverlauf zwischen den Inseln sind in den Abbildung 57 und Abbildung 58 dargestellt. Unter senkrecht angreifenden Wellen ( $0^\circ$ ) bilden sich bei 2 m Tidehub die größten Eintiefungen. Diese entstehen am westlichen Rand des Seegatts. Ohne Welleneinfluss verläuft die Rinne relativ mittig zwischen den Inseln. Aus Nordwest kommende Wellen verschieben die Rinne an den Ostrand des Seegatts. Gleichzeitig gibt es bei dieser Seegangsrichtung die stärksten Erosionen in Höhe der Wasserlinie. Die Korngrößen im Bereich des Schnittes steigen von den Seiten auf einen Wert von ca. 0,17 mm an. An den tiefen Stellen finden sich bei allen drei Wellensituationen jeweils feinere Sedimente.



**Abbildung 57: Profile der Tiefe und Korngröße längs der Küste nach 3 Jahren für Feinsand bei 2 m Tide und einem Ruhewasserpegel von 0 m**

Die Tiefen- und Korngrößenverläufe der Feinsandberechnungen mit 4 m Tidehub sind aus Abbildung 58 ersichtlich. Die maximale Tiefe ist hier ohne Wellenberücksichtigung am größten. Schräg angreifende Wellen erzeugen die geringsten Tiefen. Lediglich bei der Berechnung ohne Wellen tritt ein ausgeprägtes Maximum bei den Tiefen auf. Die Korngrößen entlang des Schnittes bewegen sich in gleicher Größe wie bei den Berechnungen mit 2 m Tidehub (Abbildung 57). Auch ist bei der maximalen Tiefe wieder eine Abnahme der Korngrößen sichtbar. Die Tiefenentwicklung wird durch den Seegang ausgleichend beeinflusst.

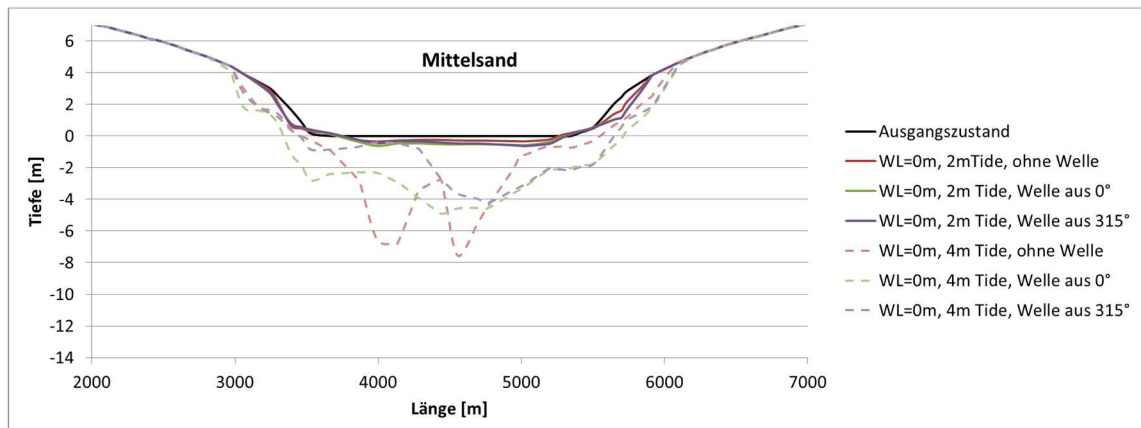


**Abbildung 58: Profile der Tiefe und Korngröße längs der Küste nach 3 Jahren für Feinsand bei 4 m Tide und einem Ruhewasserpegel von 0 m**

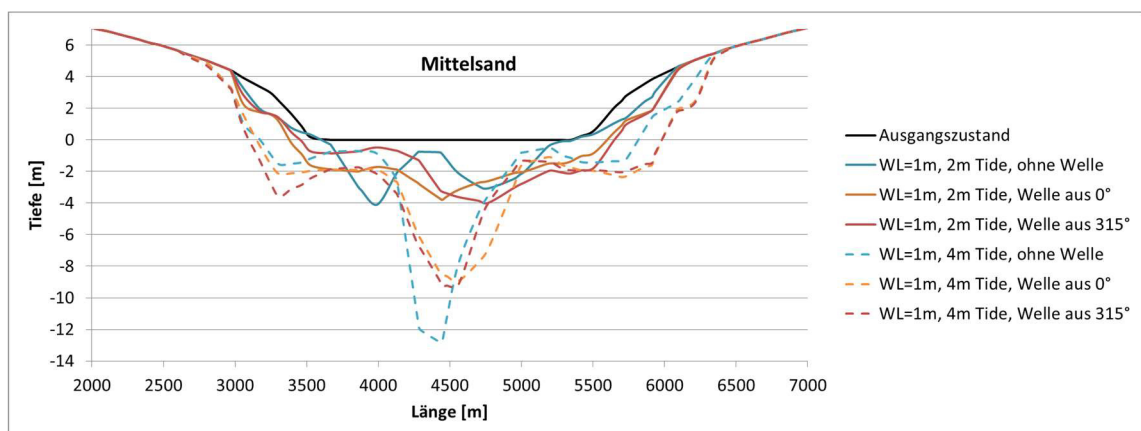
### Mittelsand

Für Mittelsand zeigen die Simulationen eine stark vom Seegang abhängige Sedimentumlagerung. Die Tiefe, der Rinnenverlauf, evtl. Verzweigungen und Auflandungen werden von den Wellen im Modell beeinflusst. Bei der niedrigeren Tide mit 2 m Tidehub führt die Berücksichtigung von Wellen zu größeren Erosionen zwischen den Inseln. Bei dem größeren Tidehub von 4 m führt der Welleneinfluss zu geringeren maximalen Tiefen als in den Berechnungen ohne Wellen. Der 45° Wellenwinkel sorgt für eine flacher ausgebildete Leeseite (Westseite) des Querschnitts und eine Verschiebung der Rinne in östlicher Richtung.

Die Erosionen an den Wasserlinien der Inseln sind unter Welleneinfluss stärker ausgeprägt. Dies wird besonders bei dem größeren Tidehub von 4 m deutlich (Profile zwischen den Inseln: Abbildung 59 und Abbildung 60).



**Abbildung 59: Küstenlängsprofile nach 3 Jahren für Mittelsand bei einem Ruhewasserpegel vom 0 m**



**Abbildung 60: Küstenlängsprofile nach 3 Jahren für Mittelsand bei einem Ruhewasserpegel von 1 m**

Die größeren Erosionstiefen bei einem um einen Meter erhöhten Ruhewasserpegel sind vor allem auf die größere Wassermenge, welche das Seegatt passieren muss, zurückzuführen.

Unabhängig von dem Seegang treten bei größerem Tidehub stärkere Erosionen auf. Dies ist, neben den größeren Wassermengen und den damit verbundenen erhöhten Strömungsgeschwindigkeiten, durch das größere Gefälle, welches sich durch die größere Amplitude der Tidewelle einstellt, zu erklären.

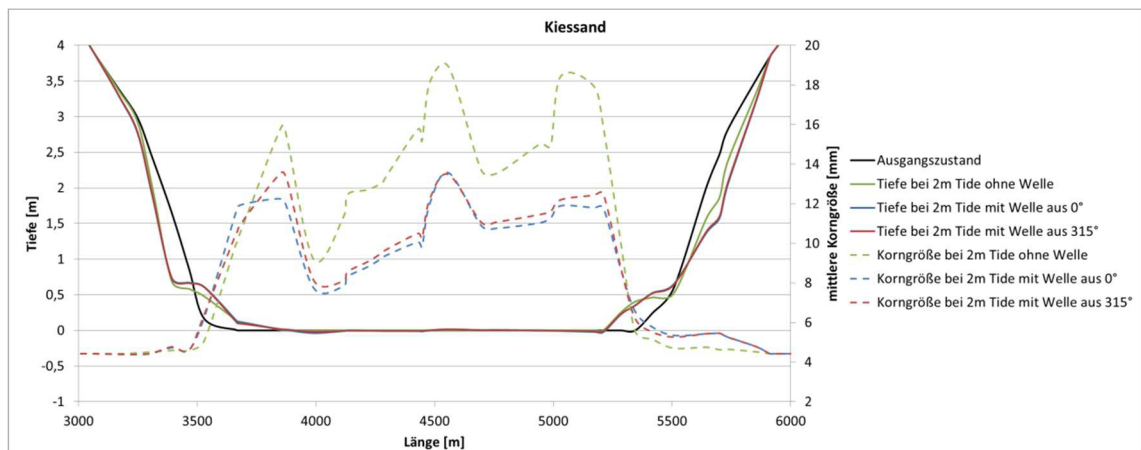
Der Simulationsfall mit um einen Meter erhöhtem Meeresspiegel und 2 m Tide (Abbildung 60) liefert nur geringe Unterschiede bezüglich der maximalen Tiefe zwischen den Simulationen mit und ohne Berücksichtigung der Wellen. Lediglich die Lage der Rinnen variiert leicht. Die ohne Seegangseinfluss entstehende Rinne an der Westseite des Seegatts verläuft bei Wellen aus 0° mittig. Bei Wellen aus 315° verschiebt sie sich an den Ostrand. Ohne Welleneinfluss sind die Böschungen flacher und die Hauptrinne schmäler als mit Seegangseinfluss. Der Seegang wirkt hier ausgleichend. Die östliche Verschiebung der Rinne bei Wellen aus 315° ist der partiellen Abschattung der östlichen Seite des Querschnitts geschuldet.



## Kiessand

Die Simulationen mit Kiessand zeigen wenige Umlagerungen von Sediment. Vorhandene Fließgeschwindigkeiten können gerade die größeren Körner der Sieblinie kaum bewegen. Eine Rinnebildung ist nur in Ansätzen bei den Fällen mit 4 m Tidehub erkennbar (z.B. Abbildung 94). Dennoch ändert sich die Tiefenverteilung im Bereich der Inseln. Unter Berücksichtigung der Korngrößen zeigt die Tiefenentwicklung bei 2 m Tidehub, dass das feinere Sediment im Bereich zwischen den Inseln ausgewaschen und wegtransportiert wird. Die größeren Körner werden kaum bewegt. Dadurch erhöht sich die mittlere Korngröße in diesen Bereichen. Auch der feinere Anteil der Kiessand-Sieblinie wird nur ca. 3 - 4 km weit transportiert. Evidente Auswirkungen des Seegangs auf die Tiefenverteilung sind vor allem in den Erosionsbereichen in den Simulationen mit 4 m Tidehub zu finden (Abbildung 39). Dort werden die Erosionseffekte bis zum Faktor 2 verstärkt. In den Sedimentationsbereichen sind die Seegangseinflüsse kaum festzustellen. Die Korngrößenverteilung ändert sich nur in einem kreisförmigen Bereich von bis zu 4 km um die eingeschnürte Stelle zwischen den Inseln. Den äußeren Ring des Kreises bilden die feinsten Anteile des Korngemisches.

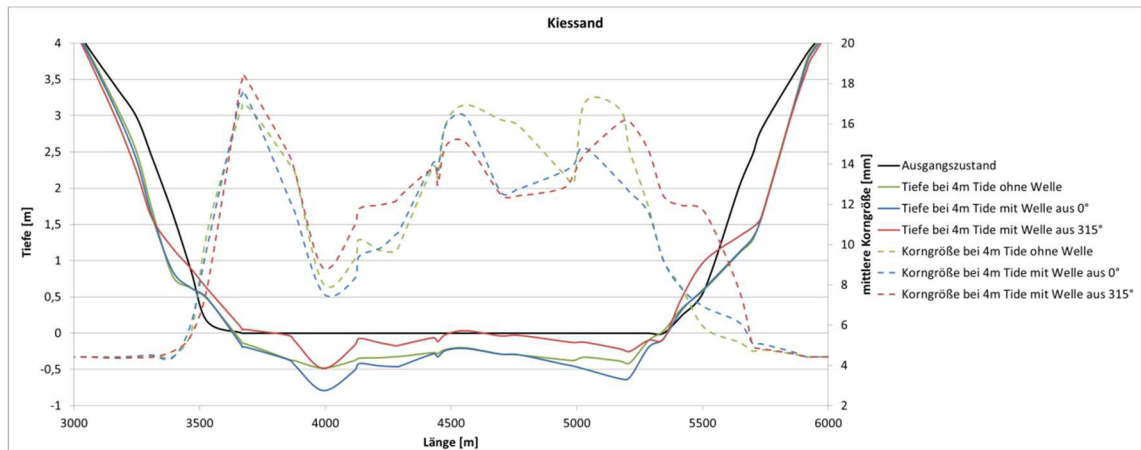
In Abbildung 61 ist die Entwicklung der Tiefenverteilung und des mittleren Korndurchmessers nach drei Jahren für einen Tidehub von 2 m dargestellt. Auffällig ist, dass sich die Tiefen nur am Rand des Seegatts ändern. Hierbei sind die Auswirkungen des Seeganges schwach. Im Gegensatz zu den geringen Tiefenänderungen stehen die Änderungen des mittleren Korndurchmessers. Dies ist durch die massenmäßig untergeordneten Feinkornanteile der Sieblinie (vgl. Abbildung 32) zu erklären. Jene Feinanteile werden ausgewaschen, beeinflussen aber kaum den Sedimentaustrag in diesem Bereich. Somit kommt es nur zu geringen Tiefenänderungen.



**Abbildung 61: Profile der Tiefe und Korngröße längs der Küste nach 3 Jahren für Kiessand bei 2 m Tide und einem Ruhewasserpegel von 0 m**

Die Tiefen- und Korngrößenänderungen für Kiessand bei einem Tidehub von 4 m sind in Abbildung 62 dargestellt. In den Seitenbereichen hat der Seegang kaum Auswirkungen auf die Erosionen. Eine klare Tendenz der Tiefenänderungen ist in der Querschnittsmitte nicht zu erkennen. Bei Wellen aus 315° entstehen die geringsten Erosionen; bei Wellen aus 0° die Größten. Dazwischen liegt die Berechnung ohne Seegangseinfluss. Die Änderungen der mittleren Korngrößen

sind bei allen drei Wellensituationen vergleichbar. Eine mögliche Erklärung für die Ergebnisse der Tiefenverteilung ist, dass die Wellen aus  $0^\circ$  gerade und ungehindert in das Seegatt einlaufen und dabei den Erosionsprozess der Strömung unterstützen. Gegensätzlich dazu wirkt die schräge Wellenrichtung. Sie transportiert seitlich Sedimente in den Bereich des Seegatts und wirkt somit der Erosion entgegen.



**Abbildung 62: Profile der Tiefe und Korngröße längs der Küste nach 3 Jahren für Kiessand bei 4 m Tide und einem Ruhewasserpegel von 0 m**

## 5.2 Deutsche Nordseeküste

Die Referenzfallsimulationen der Ostfriesischen Küste führen nicht zu sofortigen Reaktionen der Morphologie, vielmehr gibt es keine gravierenden Änderungen an der gemessenen Anfangsbathymetrie (Abbildung 52 a und b). Daraus kann eine grundlegende Richtigkeit des Modells abgeleitet werden, da es die natürlichen Geländeverläufe „bestätigt“.

Ausgehend von dem eingeebneten Gelände errechnet das gekoppelte Modell naturähnliche Ergebnisse (Abbildung 52 c und d). Die Achsrichtungen der Rinnen werden vom Modell meist sehr zutreffend wiedergegeben, ebenso die Lage der Wattwasserscheiden. Abweichungen sind vor allem durch den im Modell noch nicht erreichten Gleichgewichtszustand zu erklären. Durch den eingeebneten Geländeverlauf im Anfangszustand ist bewiesen, dass das Modell auch von sich aus qualitativ gute Ergebnisse produziert.

Der Einfluss der Wellen wirkt sich auf die Ergebnisse ausgleichend aus. Die Rinnenstrukturen sind weniger scharf und auch die den Inseln vorgelagerten Barren haben eine etwas geringere Höhe. Das Gesamtbild bleibt qualitativ jedoch unverändert.

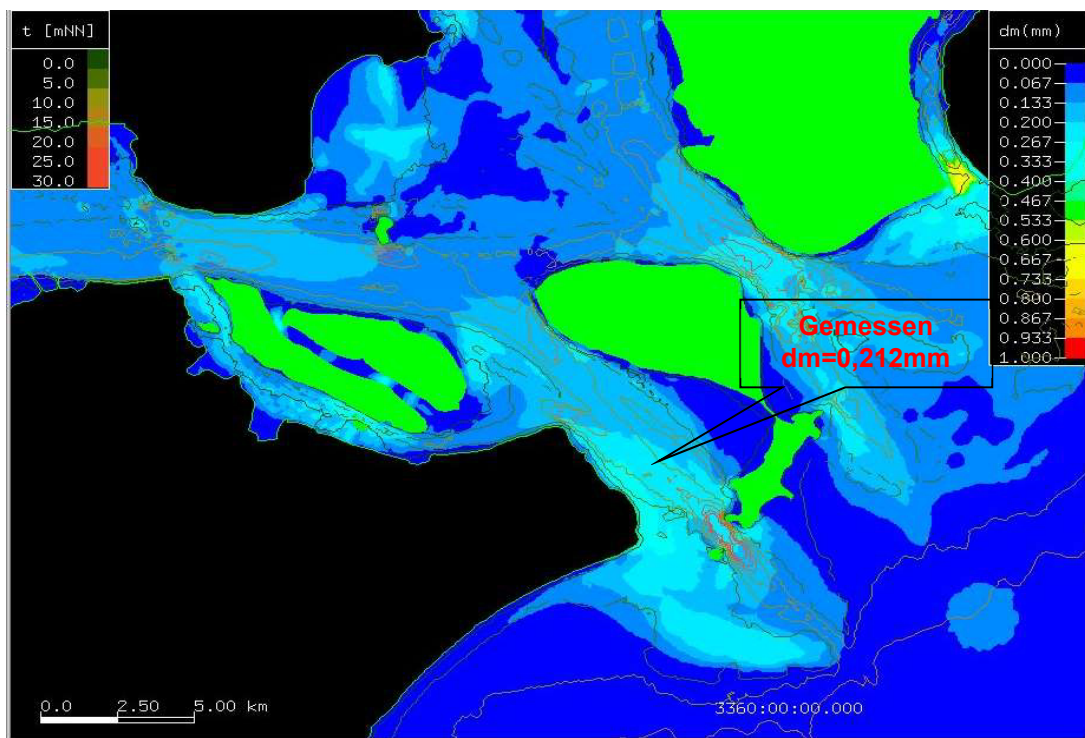
Die Untersuchung verschiedener morphodynamischer Faktoren bestätigen die Resultate von Zanke (2008). Auch eine Erhöhung des morphodynamischen Faktors von 35 auf 350 liefert keine signifikanten Abweichungen in den errechneten Geländeverläufen (Abbildung 50 – 55).

Die Berücksichtigung von Wellen in morphodynamischen Untersuchungen hat ihre Schwierigkeit in der Wahl der richtigen Parameter. Der Strömungseinfluss auf das Sediment ist in tidegeprägten

Gebieten recht klar definiert. Der Welleneinfluss ist in seiner Stärke und Wirkungsrichtung sehr viel stärkeren Schwankungen unterworfen. Somit ist die Wahl der morphodynamisch wirksamen Parameter ungleich schwieriger und die Durchführung einer Sensitivitätsanalyse ist empfehlenswert.

### 5.3 *Paranaguá*

Die Simulationen der Bucht von Paranaguá zeigt, dass mit dem gekoppelten Modell reale Systeme sehr gut abgebildet werden können. Auch die Bathymetrie des Gebietes wird vom Modell stabil wiedergegeben. Ferner simuliert das Modell die in der Fahrrinne am Eingang zur Bucht auftretenden Sedimentationen in der richtigen Größenordnung. Durch zehn punktuelle Probenahmen in der Bucht konnte die vom morphodynamischen Modell durch hydraulische Sortierung entstandene Verteilung der mittleren Korngrößen im Untersuchungsgebiet bestätigt werden. Die



**Abbildung 63: Berechnete Korngrößenverteilung in der Zufahrt zur Bucht von Paranaguá und gemessene Werte**

Korngrößenverteilung im Simulationsgebiet stellt sich zügig nach dem Simulationsstart ein und weist nur geringe Veränderungen im Simulationszeitraum auf. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen aus dem synthetischen Testfall.

In einer Variantenuntersuchung wurden verschiedene Klappstellen verglichen. Die Ergebnisse zeigen, dass durch ein geschicktes Ausnutzen der vorhandenen Strömungen ein Rücktransport des einmal gebaggerten Sediments in die Fahrrinne weitestgehend vermieden werden kann. Gleichzeitig kann die Transportstrecke des Sediments zur Klappstelle optimiert werden.

In einer weiteren Variante wurde die Wirkung eines Leitwerkes entlang der Fahrrinne untersucht. Dabei wird gegenüber dem Referenzfall eine erhebliche Reduktion der Baggermengen in der Fahrrinne zur Bucht ermittelt. Die Strömungen werden durch das Leitwerk in der Fahrrinne konzentriert und es kommt zu einer gesteigerten Selbsträumung. Außerdem wird die Küstenlängsströmung im Bereich der Fahrrinne unterbunden, welche u. a. für den Eintrag von Sedimenten in die Fahrrinne verantwortlich ist.

Die Ergebnisse bestätigen, dass mit den gekoppelten Morphodynamik- und Seegangsmodellen TIMOR 3 und WWM II plausible Ergebnisse in der Modellierung von Ästuarsystemen erzielt werden können. Das Hauptaugenmerk bei der Durchführung solcher Simulationen muss auf der Wahl der Randbedingungen liegen. Gerade für mittel- oder langfristige Prognosen ist die Auswahl der repräsentativen Tide und des repräsentativen Seegangs ausschlaggebend für ein gutes Simulationsergebnis.

## 6. Zusammenfassung und Ausblick

Ziel dieser Arbeit ist es, die Ergebnisse eines gekoppelten numerischen Modells im Hinblick auf bestimmte Randbedingungen zu analysieren, um den Einfluss dieser Randbedingungen auf die Simulationsergebnisse zu beurteilen. Dazu wurde das mit dem spektralen Seegangmodell WWM II gekoppelte Morphodynamikmodell TIMOR 3 verwendet. Die Einflüsse des Seegangs auf die Ergebnisse eines morphodynamischen Modells können, gerade in Küstenregionen, erheblich sein. Diese Einflüsse werden anhand eines Testfalls qualifiziert. Im ersten Teil der Arbeit werden sowohl die phänomenologischen als auch die mathematisch-physikalischen Grundlagen der am Sedimenttransport beteiligten Prozesse erläutert. Im zweiten Teil werden die modelltechnische Anwendung sowie die hieraus resultierenden Ergebnisse beschrieben.

Bei den Simulationen werden zunächst an einem Testfall die Auswirkungen einzelner Randbedingungen wie Seegang, Wellenrichtung, Wasserstand und Tidehub für drei verschiedene Sedimente untersucht. An dem numerischen Modell der brasilianischen Bucht von Paranaguá wird dann die Simulation eines realen Gebietes durchgeführt. Dabei ist die Verbesserung der Baggerstrategie in der Fahrrinne zur Bucht das Hauptanliegen. In einer Variantenuntersuchung werden verschiedene Klappstellen verglichen. Ziel ist es, den Rücktransport des gebaggerten Sedimentes in die Fahrrinne zu minimieren. Zusätzlich wird der Effekt eines Leitwerks parallel zur Fahrrinne betrachtet.

Die Literatur zeigt, dass es verschiedene morphodynamische Modelle mit Wellenkopplung gibt, die in der Lage sind, die qualitative Entwicklung der Tiefenverteilung eines Küstenraumes zu simulieren. Hier sind beispielhaft Delft 3D, TimorWWM oder Mike 21 zu nennen. Diese erfordern sehr genaue Kenntnisse über die in dem Gebiet vorhandenen Bedingungen. Liegen über lange Zeiträume aufgezeichnete Daten zu einem Gebiet vor, so kann eine fundierte Kalibrierung des Modells erfolgen. Oft fehlen jedoch diese Daten und so muss eine umfassende Sensitivitätsanalyse verschiedener Szenarien durchgeführt werden. Bei der Wahl der Randbedingungen sollen die mit dem Testfall durchgeführten Untersuchungen helfen, die Auswirkungen einzelner Parameter einschätzen zu können.

In den Rechenergebnissen der Testfalluntersuchungen wird der Einfluss des Seegangs auf den Sedimenttransport gezeigt. Die vom gekoppelten Modell errechneten Strandprofilverläufe unterscheiden sich teils deutlich von den Ergebnissen der morphodynamischen Simulation ohne Berücksichtigung von Wellen. Erwartungsgemäß sind die absoluten Tiefenänderungen bei Annahme von Kiessand durch das grobe Sediment niedrig (0,2 m – 0,8 m). Daher gibt es durch die Berücksichtigung des Seegangs Tiefenabweichungen von bis zu 100% gegenüber den Simulationen ohne Seegang. Eine signifikante Verschiebung der Lage der Rinnen war aber nicht festzustellen.

Für Mittelsand sind die absoluten Tiefenänderungen größer. Sie betragen maximal ca. 12 m im Rinnenbereich zwischen den Inseln. Die Maximalwerte treten bei 4 m Tidehub in den Simulationen ohne Seegang auf. Bei 2 m Tidehub ist kein signifikanter Unterschied der maximalen Tiefen

zwischen den drei Wellensituationen ersichtlich. Eine Verschiebung der Rinne in Seegangsrichtung ist vor allem bei 4 m Tidehub festzustellen (Abbildung 59 und Abbildung 60).

Im Rahmen der Simulationen mit Feinsand stellten sich die größten maximalen Tiefen ein. Sie betragen ca. 15 m und liegen, genau wie bei den anderen Korngemischen, in den Rinnen zwischen den Inseln. Bei den schräg anlaufenden Wellen (Wellen aus 315°) sind die Erosionen am geringsten und die Rinnen in Wellenrichtung verschoben. Bei einem Tidehub von 2 m ergeben sich ohne Wellen die geringsten maximalen Tiefen; mit senkrecht zur Inselkette einlaufenden Wellen die größten maximalen Tiefen.

Bei den Simulationen der ostfriesischen Küste zeigt sich, dass das gekoppelte Modell in der Lage ist naturähnliche Ergebnisse zu erzeugen. Außerdem ist die Anwendung großer morphodynamischer Faktoren bis hin zu 350 möglich, ohne eine grundsätzliche Änderung der Simulationsergebnisse zu erhalten.

Die Simulation des Gebietes der Bucht von Paranaguá zeigt, dass mit dem gekoppelten Modell sehr gute Ergebnisse bezüglich der Bathymetrie, der Korngrößenverteilung und der Wasserstände erzielt werden können. Durch punktuelle Sedimentproben kann die errechnete Korngrößenverteilung in ihrer Größenordnung bestätigt werden. Auch die Sedimentationen in der Fahrrinne bildet das Modell gut ab.

In einer Variantenuntersuchung werden gut geeignete Klappstellen identifiziert. Durch diese lässt sich ein Rücktransport des verklappten Sediments in die Fahrrinne weitestgehend vermeiden. Der Einbau des Leitwerks entlang der Fahrrinne bringt im Modell eine Reduktion der Baggermengen um ca. den Faktor 4. Das Leitwerk konzentriert die Strömung in der Fahrrinne und sorgt für eine Unterbrechung der sedimentbeladenen Küstenlängsströmung, welche die Sedimentationen in der Fahrrinne begünstigt. Es treten Verlandungen südwestlich des Leitwerks auf. An der nahegelegenen südwestlichen Festlandspitze werden jedoch Erosionen durch das Leitwerk hervorgerufen. Diesem Problem könnte durch Küstenschutzmaßnahmen entgegengewirkt werden. Da dieser Bereich jedoch nicht stark genutzt ist, könnten Erosionen in einem geringen Maße durchaus auch zugelassen werden.

Neben den 2D-Modellen sind die 3D-Strömungsmodelle mittlerweile weit verbreitet und finden oftmals Anwendung. Es gibt mehrere 3D-Strömungs- und Morphodynamikmodelle, welche Wellen in ihre Berechnungen einbeziehen. Beispielhaft sind hier zu nennen Delft 3D-MOR mit SWAN, SELFE und SWAN (*Brunneau, 2011*), MIKE 3 oder ROMS (*Rutgers University*). Das Morphodynamikmodell TIMOR 3 wird derzeit ebenfalls mit einem dreidimensionalen Strömungsmodell ausgestattet. Auch weiterhin wird an der Verbesserung dieser Modelle gearbeitet. Dies soll, gerade in der Trübungszone von Ästuaren, zu einer Steigerung der Ergebnisqualität führen. Im Bereich der Brandungszone kann durch eine geeignete dreidimensionale Modellierung die Qualität der Vorhersage gesteigert werden, da die Strömung in diesem Bereich z.B. durch den Undertow eine ausgesprochene „Dreidimensionalität“ besitzt.

Nicht nur der steigende Rechenaufwand, auch die komplexeren Modellstrukturen führen zu einer gesteigerten Anfälligkeit gegenüber Bedien- und Programmierfehlern.

Verbunden mit dreidimensionalen Simulationen ist ein Anstieg der für die Simulation erforderlichen Parameter. Somit sind auch mehr Einflussmöglichkeiten und potentielle Fehlerquellen vorhanden. Dies kann bei 3D-Modellen evtl. zu schlechteren Ergebnissen führen, als mit 2D-Modellen. *Roelvink* (2012) führt dazu außerdem aus, dass unsere numerischen Abbildungen der physikalischen Prozesse nicht exakt sind. Somit benötigen wir für jeden im Modell zusätzlich eingeführten Prozess mindestens einen neuen Koeffizienten, dessen genauen Einfluss auf das Rechenergebnis wir nicht kennen. Somit führen 3D-Simulationen nicht unbedingt zu besseren Ergebnissen.

Je nach Fragestellung spielen die dreidimensionalen Effekte eine zu vernachlässigende Rolle für die Simulationsergebnisse. In diesen Fällen ist der durch die 3D-Modellierung entstehende Mehraufwand, welcher bei Rechenkapazität und Modellbetrieb entsteht, unverhältnismäßig. Hierbei ist zu erwähnen, dass der Faktor Rechenkapazität zukünftig eine abnehmende Rolle spielen wird. Dennoch werden 2D-Morphodynamik-Modelle auch langfristig häufig die Methode der Wahl sein.

Die Kopplung von Atmosphärenmodellen mit Wellen- und Strömungsmodellen ist ein weiteres aktuelles Forschungsfeld. Gerade für Wettermodelle sind somit Verbesserungen zu erwarten. In den großräumigen, oft weltweiten Modellsystemen führen z.B. Luftdruckunterschiede zu Änderungen des Wasserstands und somit der Strömung. Ob derart rechenintensive Kopplungen für die Simulation der Morphodynamik der Küsten in absehbarer Zeit Vorteile bringen, ist zu bezweifeln. Vielmehr ist es für morphodynamische Prognosen von Bedeutung die charakteristischen Randbedingungen eines Gebietes zu kennen. Hierzu sind insbesondere Langzeitmessungen von Wind und Wellen, Wasserständen und Tiefenverteilungen wichtig.

Bei der Bestimmung von relevanten Randbedingungen ist die Berücksichtigung von Extremereignissen ein Problem. Die systematische Untersuchung der Folgen von Extremereignissen stellt einen zukünftigen Forschungsbedarf dar.

Die Auswirkungen ingenieurtechnischer Maßnahmen, wie z.B. des in Kapitel 4.5 behandelten Leitwerks, sind mit morphologisch-numerischen Modellen gut zu beschreiben. Eher qualitative Ergebnisse können bei der Vorhersage großräumiger zukünftiger Entwicklungen erwartet werden. Gleiches gilt für Prognosen vor dem Hintergrund angenommener Parameter für einen Klimawandel. So lassen sich generelle Ergebnisse erzielen, wie z.B. zur Frage des Mitwachsens der Watten bei steigendem Meeresspiegel.

## 7. Literaturverzeichnis

- Abgrall, R., Mezine, M.**, 2003, Construction of second order accurate monotone and stable residual distribution schemes for unsteady flow problems, *J. Comput. Phys.* 188.
- Abgrall, R., Mezine, M.**, 2004, Construction of second-order accurate monotone and stable residual distribution schemes for steady flow problems, *J. Comput. Phys.* 195.
- Ackers, P., White, W.R.**, 1973, Sediment Transport: New Approach and Analysis, *Journals of the Hydraulics Division*, 99, 2041–2060, American Society of Civil Engineers.
- Ahnert, F.**, 1996, Einführung in die Geomorphologie, Ulmer, Stuttgart.
- Ardhuin, F., Herbers, T.H.C.**, 2002, Bragg scattering of random surface gravity waves by irregular sea bed topography. *Journal of Fluid Mechanics*.
- Aubrey, D.G., Inman, D.L., Winant, C.D.**, 1980, The statistical prediction of beach changes in southern California, *Journal of Geophysical Research*, 85, 3264-3276.
- AufMod**, 2013, Gemeinsamer Abschlussbericht, für das Gesamtprojekt, [http://vzb.baw.de/publikationen/kfki\\_projekte/0/105\\_2\\_1\\_e36075.pdf](http://vzb.baw.de/publikationen/kfki_projekte/0/105_2_1_e36075.pdf), Abruf 28.07.2015.
- Bagnold R.A.**, 1954, Experiments on a Gravity-Free Dispersion of Large Solid Spheres in a Newtonian Fluid under Shear, *Royal Society of London*, Vol. 225A, London.
- Bailard, J.A., Inman, D.L.**, 1981, An energetics bedload model for plane sloping beach: local transport, *Journal of Geophysical Research* 86 (C3), 2035– 2043.
- Basco, D.R.**, 1983, Surfzone currents, *Coastal Engineering*, vol. 7, 331-355.
- Battjes, J.A.**, 1975, Modeling of turbulence in the surf zone, *Symposium on modeling techniques*, ASCE, California.
- Bayram, A., Larson, M., Miller, H.C., Kraus, N.C.**, 2001, Cross-shore distribution of longshore sediment transport: comparison between predictive formulas and field measurements, *Coastal Engineering*, Volume 44, Issue 2, 79–99.
- Bijker, E.W.**, 1967, Some considerations about scales for coastal models with movable bed, *Delft Hydraulics Laboratory, Publication 50*, Delft, Niederlande.
- Bijker, E.W.**, 1971, Longshore transport computations, *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division* 97 (4), 687– 703.
- Bormann, H., Holländer, H.M., Blume, T., Buytaert, W., Chirico, G.B., Exbrayat, J.-F., Gustafsson, D., Hözel, H., Kraft, P., Krauß, T., Nazemi, A., Stamm, C., Stoll, S., Blöschl, G., Flühler, H.**, 2011, Modellkonzept vs. Modellierer – wer oder was ist wichtiger?, *Korrespondenz Wasserwirtschaft*, 4, Nr. 9.
- Bowen, A.J.**, 1969, The generation of longshore currents on a plane beach, *Journal of Marine Research*, vol. 27, pp. 206-215.
- Bowen, A.J.**, 1980, Simple models of nearshore sedimentation: Beach profiles and longshore Bars, *The Coastline of Canada: littoral processes and shore morphology*, *Geological Survey of Canada, Special Paper:80-10*, pp.1-11.
- Bretschneider, C.L.**, Revisions in Wave Forecasting; Deep and Shallow Water, *Proc. 6th International Conference on Coastal Engineering*, ASCE, 17 – 24.
- Brøker, I.H.**, 1985, Wave generated ripples and resulting sediment transport in waves, Nr. 36, *Institute of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering*, Technical University of Denmark.
- Bruneau, N., Dodet, G., Bertin, X., Fortunato, A.B.**, 2011, Development of a three-dimensional coupled wave-current model for coastal environments, *Journal of Coastal Research*, 986 – 990.
- Bruun, P.**, 1954, Coast erosion and the development of beach profiles, *Beach erosion board technical memorandum. No. 44*. U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg.
- BSH**, 2013, [http://www.bsh.de/aktdat/wvd/Cuxhaven\\_pgl.htm](http://www.bsh.de/aktdat/wvd/Cuxhaven_pgl.htm), Abruf: 18.12.2013.
- CEM, Coastal Engineering Manual**, 2008, U.S. Army Corps of Engineers.



- CERC, 1984**, Shore Protection Manual, U.S. Army Coastal Research Center, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg.
- Charnock, H.**, 1955, Wind stress on a water surface, Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, 81, 639-640.
- Coastal Futures Arbeitbericht 17**, 2007, Systematische Entwicklung von Zukunftsszenarien für die deutsche Nordseeküste, BMBF.
- Crank J., Nicolson, P.**, 1947. A practical method for numerical evaluation of solutions of partial differential equations of the heat conduction type. Proceedings of the Cambridge Philosophical Society 43.
- Dahlem, G.**, 2008, Gekoppelte Modellierung von Morphodynamik und Wellen am Beispiel der Bucht von Paranaguá, JuWi-Treffen: Beiträge zum Treffen junger Wissenschaftlerinnen und junger Wissenschaftler deutschsprachiger Wasserbauinstitute, Universität Innsbruck.
- Dalrymple, R.A.**, 1992, Prediction of storm/normal beach profiles, Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 118: 193-200.
- Davis Jr., Richard A., Fitzgerald, Duncan M.**, 2004, *Beaches and Coasts*, Blackwell Publishing, United Kingdom.
- Dean, R.G.**, 1991, Equilibrium Beach profiles: Characteristics and Applications, Journal of Coastal Research.
- Deigaard, R., Fredsøe, J.**, 1992, Mechanics of Coastal Sediment Transport, World Scientific, Singapore.
- Donea, J.**, 1984. A Taylor-Galerkin method for convective transport problems. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 20.
- EAK**, 1993, Empfehlungen für Küstenschutzbauwerke, Kuratorium für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, Die Küste, Heft 55,.
- EAK**, 2002, Empfehlungen für Küstenschutzwerke, Kuratorium für Forschung und Technik an der Nord- und Ostsee, Die Küste, Heft 65,.
- Engelund, F., Hansen, E.**, 1967, A Monograph On Sediment Transport in Alluvial Streams, Teknisk Forlag, Kopenhagen, Dänemark.
- Exner, F.M.**, 1919, Zur Theorie der Flussmäander, Sitzungsbericht der Akademie der Wissenschaften, Vol. 128, Heft 10, Hölder, Wien.
- Fernandez Luque, R., Van Beek, R.**, 1976, Erosion and transport of bed-load sediment, Journal of Hydraulic Research 14 (2), 127–144.
- Führböter, A.**, 1961, Über die Förderung von Sand-Wasser-Gemischen in Rohrleitungen, Mitteilungen des Frazius-Instituts der TH Hannover, Heft 13.
- Führböter, A.; Dette, H.H.; Oelerich, J.**, 1988, Untersuchungen zum seegangserzeugten Küstenlängstransport an der Westküste Sylts. Berichte Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Nr. 668, Braunschweig, Germany.
- Führböter, A.**, 1991, Wellenbelastungen von Deich- und Deckwerksböschungen, Handbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Band 46.
- Galvin, C.J., Nelson, R.A.**, 1967, Compilation of longshore current data, US Army Coastal Engineering Research Center, Misc. Paper 2-67, Washington D.C.
- Greenwood, B., Mittler, P.R.**, 1979, Structural indices of sediment transport in a straight, wave formed, nearshore bar, Marine Geology, 32, 191-203.
- Greenwood, B., Davidson-Arnott, R.G.D.**, 1979, Sedimentation and equilibrium in wave formed bars: A review and case study, Canadian Journal of Earth Science, 16, 313-332.
- Greenwood, B.**, 2005, Kapitel „Bars“, Encyclopedia of Coastal Science, Springer, Dordrecht.
- Haas, K.A., Warner, J.C.**, 2009, Comparing a quasi-3D to a full 3D nearshore circulation model: SHORECIRC and ROMS, Ocean Modelling, vol. 26, 91-103.

- Habersack, H.M., Laronne, J.B.**, 2002, Evaluation and improvement of bed load discharge formulas based on Helley-Smith sampling in a large alpin gravel bed river, *Journal of Hydraulic Engineering* 128.
- Hardy, T.A., Kraus, N.C.**, 1987, A numerical model for shoaling and refraction of second order cnoidal waves over an irregular bottom, *Miscellaneous Paper CERC 87-9*, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS.
- Hayes, M.O.**, 1979, Barrier Island morphology as a function of tidal and wave regime, in *Barrier Islands from the Gulf of St. Lawrence to the Gulf of Mexico*, Academic Press, 1-27, New York.
- Hayes, M.O.**, 2005, Kapitel Barrier Islands, *Encyclopedia of Coastal Science*, Springer, Dordrecht.
- Hirschhäuser, T., Zanke U.**, 2002, Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Außensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht, *Mitteilungen des Instituts für Wasserbau*, Heft 144, TU Darmstadt.
- Hjulström, F.**, 1935, Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris, *Veröffentlichungen des Geologischen Instituts*, 25, 221–527, Universität von Uppsala.
- Holthuisen, L.**, 2007, *Waves in Oceanic and Coastal Waters*, Cambridge University Press.
- Homeier, H., Stephan, H.-J., Niemeyer, H.D.**, 2010, *Historisches Kartenwerk Niedersächsische Küste der Forschungsstelle Küste. NLWKN*.
- Hsu, T.W., Ou, S.H. and Liao, J.M.**, 2005, Hindcasting near shore wind waves using a FEM code for SWAN. *Coastal Engineering*, 52, 177-195.
- James, I.D.**, 1972, Some nearshore effects of ocean waves, *University of Cambridge, Dissertation*, Cambridge.
- Kallenrode, M.-B.**, 2003, *Ozeane und Küsten*, Skript, Universität Osnabrück.
- Kappenberg, J., Fanger, H.U.**, 2007, Sedimenttransportgeschehen in der tidebeeinflussten Elbe, der Deutschen Bucht und in der Nordsee, *GKSS Helmholtz Gesellschaft*.
- Kelletat, D.**, 1999, *Physische Geographie der Meere und Küsten*, Teubner, Stuttgart.
- Kleinhans, M.G., Grasmeijer, B.T.**, 2006, Bed load transport on the shoreface by currents and waves, *Coastal Engineering* 53 (2006) 983–996.
- Kohlhase, S.**, 1983, *Ozeanografisch-seebauliche Grundlagen der Hafenplanung*, *Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover*, Heft 57, Hannover.
- Kraus, N.C., Larson, M.**, 1988, Beach profiles changes measured in the tank of large waves, 1956-57 and 1962, U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Technical Report, CERC-89-9.
- Kresser, W.**, 1964, Gedanken zur Geschiebe- und Schwebstoffführung der Gewässer, *Österreichische Wasserwirtschaft*, Bd. 16 (H. ½).
- Kubatko, E. J.**, et al., 2005, An unstructured grid morphodynamic model with a discontinuous Galerkin method for bed evolution, *Ocean Modelling* 15 (2006) 71–89.
- Lassen, H., Siefert, W.**, 1985, Mittlere Tidewasserstände in der südöstlichen Nordsee - säkularer Trend und Verhältnisse um 1980. *Die Küste* 52.
- Lecheler, Stefan**, 2009, *Numerische Strömungsberechnung*, Vieweg & Teubner, Wiesbaden.
- Le Méhauté, B.**, 1976, *An introduction to hydrodynamics and water waves*, Springer (aus [http://en.wikipedia.org/wiki/Cnoidal\\_wave](http://en.wikipedia.org/wiki/Cnoidal_wave), 28.04.2010)
- Liedtke, H., Marcinek, J.**, 1996, *Physische Geographie Deutschlands*, Klett, Gotha.
- Liu, P., Dalrymple, R.A.**, 1978, Bottom frictional stresses and longshore currents due to waves with large angle of incidents, *Journal of Marine Research*, vol. 36, pp. 357-375.
- Longuet-Higgins**, 1957, The mechanics of the boundary-layer near the bottom in a progressive wave, Appendix to Russell, R.C.H. and Osorio, J.D.C., *An experimental investigation of drift profiles in a closed channel*, *Proceedings zur 6. International Conference of Coastal Engineering*, Miami.

- Longuet-Higgins, M.S., Stewrat, R.W.**, 1960, Changes in the form of short gravity waves on long waves and tidal currents, *Journal of fluid mechanic*, 8, 565-583.
- Longuet-Higgins, M.S., Stewrat, R.W.**, 1961, The changes in amplitude of short gravity waves on steady non-uniform currents, *Journal of fluid mechanic*, 10, 529-549.
- Longuet-Higgins**, 1970, Longshore currents generated by obliquely incident sea waves, *Journal of Geophysical Research*, vol. 75, pp. 6778-6801.
- Mai, S., Paesler, C., Zimmermann C.**, 2004, Mitteilungen des Franzius-Instituts für Wasserbau und Küsteningenieurwesen der Universität Hannover, Heft 90a.
- Meyer-Peter, E, Müller, R.**, 1949, Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetriebes, *Schweizer Bauzeitung*, 67. Jg. , Nr. 3.
- Mayerle, R., Zielke, W.**, 2005, PROMORPH – Predictions of Medium-Scale Morphodynamics: Project Overview and Executive Summary, *Die Küste*, Nr. 69.
- Mayerle, R., Pramono, G., Escobar, C.**, 2005, Dimension and roughness distribution of bed forms in tidal channels in the German Bight, *Die Küste*, Nr.69.
- Mayerle, R., Dahlem, G., Roland, A., Gandor, M., Zanke, U., Marone, E., Hakim, A.R., Etri, T.**, 2012, Morphodynamic modelling in the Paranaguá Estuarine Complex in the South of Brazil, *Journal of Ocean Dynamics*, eingereicht am 17.4.2012.
- Mewis, P., Holz, K.-P.**, 1993, A quasi bubble-function approach for shallow water waves, *Advances in Hydro-Science and –Engineering*, Volume 1.
- Motzfeld, H.**, 1937, Die turbulente Strömung an welligen Wänden. *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik ZAMM*, Band 17, Heft 4.
- Müller-Motzfeld, G., Erdmann, F., Kornmilch, J.-C.**, 1998, Dynamik von Moränensteilküsten der Ostsee, *Schr.R. f. Landschaftspl. und Naturschutz*. 56, 79–96
- Munk, W.H.**, 1949, The Solitary Wave Theory and its Application to Surf Problems, *New York Academy of Science*, 51:376-424
- Nationalpark Wattenmeer**, Website: [http://www.nationalpark-wattenmeer.niedersachsen.de/master/C56233790\\_N56235708\\_L20\\_D0\\_I5912119.html](http://www.nationalpark-wattenmeer.niedersachsen.de/master/C56233790_N56235708_L20_D0_I5912119.html), abgerufen am 26.05.2010.
- Neumann, G.**, 1941, Eigenschwingungen der Ostsee, *Deutsche Seewarte*.
- Neumann, G.**, 1949, Die Entstehung der Wasserwellen durch Wind. *Deutsche Hydrografische Zeitschrift*, Band 2, Heft 5, pp. 187-199.
- Neumann, G.**, 1952, Notes on the Generation and Growth of Ocean Waves under Wind Action, *Proceedings of the third Conference of Coastal Engineering, Council of Wave Research*, pp. 77-85, Berkeley.
- Nguyen, D., Etri, Talal, Runte, K.-H. und Mayerle, R.**, 2010, Morphodynamic Modeling of the Medium-Term Migration of a Tidal Channel Using Process-Based Model, *Proceedings of the International Conference on Coastal Engineering*, No 32.
- Nielsen, P.**, 1992, Coastal bottom and boundary layers and sediment transport, *Advanced Series on Ocean Engineering*, vol. 4, World Scientific Publishing, Singapore.
- NOAA Website**, abgerufen: 22.06.2010, <http://www.erh.noaa.gov/akq/rip/ripmain1.htm>.
- Oumeraci, H.**, 2001, Taschenbuch der Wasserwirtschaft, *Küsteningenieurwesen Hydraulik*, Parey, Berlin.
- Parker, G., Klingeman, P., McLean, D.**, 1982, Bedload and size distribution in paved gravel-bed streams, *Journal of Hydraulic Engineering* 108 (HY4), 544–571.
- Peters, K.U.F.**, 2000, Morphodynamik in der Brandungszone sandiger Küsten - Konzentrationsverteilung suspendierter Sedimente, *Dissertation an der TU Braunschweig*.
- Phillips, O.M.**, 1957, On the generation of surface waves by turbulent wind, *Journal of Fluid Mechanics*, vol. 2, 417 - 445.
- Putnam, J.A., Munk, W.H., T aylor, M.A.**, The prediction of longshore currents, *Transactions American Geophysical Union*, vol. 30.

- Raudkivi, A.J., Dette, H.H.**, 1991, Ein vereinfachtes Verfahren zur Ermittlung der Suspensionsfracht außerhalb der Brandung, Mitteilungen des Leichtweiß-Instituts, Heft 111, 330-408, TU Braunschweig.
- Ribberink, J.S.**, 1998, Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows. Coastal Engineering 34, 59–82.
- Ris, R. C., Holthuijsen, L. H., Booij, N.**, 1999, A third-generation wave model for coastal regions, 2, Verification, Journal of Geophysical Research, Vol 104.
- Roland, A., Mewis, P., Zanke, U., Ou, S.H., Hsu, T.W. and Liao J.M.**, 2005, Verification and improvement of a spectral finite element wave model, Waves 2005, ASCE/COPRI, The Fifth International Symposium on Wave Measurement and Analysis, Madrid, Spain.
- Roland, A., Zanke, U.**, 2006, Discussion of "Efficient Algorithm for Computing Einstein Integrals" by Junke Guo and Pierre Y. Julien, Journal of Hydraulic Engineering 132.
- Roland, A., Zanke, U., Hsu, T.-W., Ou, S.-H., Liao, J.M.**, 2006, Spectral Wave Modelling on Unstructured Grids with the WWM (Wind Wave Model) II: The Shallow Water Case, Third Chinese-German Joint Symposium on Coastal and Ocean Engineering, Tainan.
- Roland, A.**, 2009, Development of the WWM II - Spectral Wave Modelling on Unstructured Meshes, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 144, TU Darmstadt.
- Rouse, H.**, 1937, Modern conceptions of the mechanics of turbulence, Transactions of the American Society of Civil Engineers, 102 (1965), 463-543.
- Sager, G.**, 1963, Atlas der Elemente des Tidenhubs und der Gezeitenströme, Deutsche Akademie der Wissenschaften zu Berlin, Institut für Meereskunde, Rostock.
- Sanamura, T., Takeda, I.**, 1984, Landward migration of inner bars, Marine Geology, 60, 63-78.
- Shields, A.**, 1936, Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung, Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau, Heft 26.
- Shore Protection Manual**, 1984, Coastal Engineering Research Center, Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg.
- Short, A.D., Aagaard, T.**, 1993, Single and multi-bar beach change models, Journal of Coastal Research, Special Issue 15, 141-157.
- Smith, S.D., Banke, E.G.**, 1975, Variation of the Sea Surface Drag Coefficient with wind speed, Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, pp. 665-673.
- Soulsby, R. L., Damgaard, J. S.**, 2005, Bedload sediment transport in coastal waters, Coastal Engineering, 52, 673-689.
- Stokes, G.G.**, 1847, On the theory of oscillatory waves, Mathematical and Physical Papers, Cambridge U. Press, Vol. 1, 314-326, London.
- Sverdrup, H.U., Munk, W.H.**, 1947, Wind, Sea and Swell: Theory of Relations for Forecasting, Pub. No 601, US Navy Hydraulic Office, Washington.
- Thornton, E.B.**, 1969, Longshore current and sediment transport, Technical Report 5, Department of Coastal and Oceanographic Engineering, University of Florida, Gainesville, Florida.
- Thornton, E.B., Guza, R.T.**, 1983, Transformation of Wave Height Distribution. Journal of Geophysical Research 88, 5925-5938.
- Toba, Y., Kunishi, H.**, 1970, Breaking of Wind Waves and the Sea Surface Wind Stress, Journal of the Oceanographical Society of Japan, Vol. 26, No. 2.
- Valentin, H.**, 1952, Die Küsten der Erde, in Petermanns geographische Mitteilungen, Ergänzungsheft Nr. 246.
- van der Wegen, 2010**, Modeling morphodynamic evolution in alluvial estuaries, PhD thesis, Delft University.
- van Rijn, L.**, 1984, Sediment transport, part I: bed load transport, Journal of Hydraulic Engineering 110 (10), 1431–1456.

- van Rijn, L.**, 1993, Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas, Aqua Publications.
- van Rijn, L.C.**, 1998, Principles of coastal morphology, Amsterdam, Aqua Publications.
- Visser, P.J.**, 1982, The proper longshore current in wave basin, Communications on Hydraulics, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Report No. 82-1.
- Visser, P.J.**, 1984, A mathematical model of uniform longshore currents and the comparison with laboratory data, Report No. 84-2, Delft University of Technology, Netherlands.
- Watanabe, A.**, 1992, Total rate and distribution of longshore sand transport, Proceedings of the 23rd Coastal Engineering Conference, pp. 2528– 2541.
- Wiesemann, J.-U.**, 2009, Zum Sedimenttransport auf quergeneigter Sohle, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 147, TU Darmstadt.
- Wilhelmy, H.**, 1981, Geomorphologie in Stichworten. Exoheme Geomorphologie, Hirt, Stuttgart.
- Wilson, K.C.**, 1987, Analysis of bed-load motion at high shear stress, Journal of Hydraulic Engineering 115, 97–103.
- Witting, M.**, 2004, Simulation von Küstenlängs- und Küstenquertransport im 2DH-morphodynamischen Modell TIMOR3, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 131, TU Darmstadt.
- World Ocean Review 2010**, 2010, maribus gGmbH, Hamburg
- Wright, L.D., Chappell, J, Thom, B.G., Bradshaw, M.P., Cowell, P.**, 1979, Morphodynamics of reflective and dissipative beach and inshore systems, southern Australia, Marine Geology, 32: 105-140.
- Wu, J.**, 1980, Wind-Stress Coefficients over Sea Surface near Neutral Conditions – A Revisit, Journal of Physical Oceanography, pp. 727-740.
- Zanke, U.**, 1982, Grundlagen der Sedimentbewegung, Springer Verlag, Berlin – Heidelberg – New-York.
- Zanke, U.**, 1987, Sedimenttransportformeln für Bed-Load im Vergleich, Franzius-Mitteilungen Heft 64, Universität Hannover.
- Zanke, U.**, 1990, Der Beginn der Sedimentbewegung als Wahrscheinlichkeitsproblem, Wasser und Boden, Heft 1.
- Zanke, U.**, 1995, Sachstandsbericht zur Entwicklung eines numerischen Modells mit beweglicher Sohle – Sohle aus ungleichförmigem Sediment, Technische Hochschule Darmstadt.
- Zanke, U.**, 1999, Zur Physik von Strömungsgetriebenem Sediment, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 106, TU Darmstadt.
- Zanke, U.**, 2001, Taschenbuch der Wasserwirtschaft, Kapitel Hydraulik, Parey, Berlin.
- Zanke, U.**, 2001, Zum Einfluss der Turbulenz auf den Beginn der Sedimentbewegung, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 120, TU Darmstadt.
- Zanke, U.**, 2002, Hydromechanik der Gerinne und Küstengewässer, Parey, Berlin.
- Zanke, U.**, 2003, On the influence of turbulence on the initiation of sediment motion, International Journal of Sediment Research 18, 1–15.
- Zanke, U.**, 2008, On Applicability of Morphodynamic Acceleration in Morphodynamic Simulations, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 144, TU Darmstadt.
- Zhou, X.**, 2011, Morphodynamic Response of Yangtze River Estuary to Sea Level Rise and Human Interferences, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, Heft 148, TU Darmstadt.

## 8. Anhang

### 8.1 Übersicht der Simulationsrandbedingungen des Testfalls

	Feinsand	Mittelsand	Kiessand	Ruhewasserpegel 0m	Ruhewasserpegel 1m	Tidehub 2 m	Tidehub 4 m	Keine Wellen	2m Wellenhöhe	Wellenwinkel 0°	Wellenwinkel 315°
Simulation 1	✓			✓		✓		✓			
Simulation 2	✓			✓		✓			✓	✓	
Simulation 3	✓			✓		✓			✓		✓
Simulation 4	✓			✓			✓	✓			
Simulation 5	✓			✓			✓		✓	✓	
Simulation 6	✓			✓			✓		✓		✓
Simulation 7	✓				✓	✓		✓			
Simulation 8	✓				✓	✓			✓	✓	
Simulation 9	✓				✓	✓			✓		✓
Simulation 10	✓				✓		✓	✓			
Simulation 11	✓				✓		✓		✓	✓	
Simulation 12	✓				✓		✓		✓		✓
Simulation 13		✓		✓		✓		✓			
Simulation 14		✓		✓		✓			✓	✓	
Simulation 15		✓		✓		✓			✓		✓
Simulation 16		✓		✓			✓	✓			
Simulation 17		✓		✓			✓		✓	✓	
Simulation 18		✓		✓			✓		✓		✓
Simulation 19		✓			✓	✓		✓			
Simulation 20		✓			✓	✓			✓	✓	
Simulation 21		✓			✓	✓			✓		✓
Simulation 22		✓			✓		✓	✓			
Simulation 23		✓			✓		✓		✓	✓	
Simulation 24		✓			✓		✓		✓		✓
Simulation 25			✓	✓		✓		✓			
Simulation 26			✓	✓		✓			✓	✓	
Simulation 27			✓	✓		✓			✓		✓
Simulation 28			✓	✓			✓	✓			
Simulation 29			✓	✓			✓		✓	✓	
Simulation 30			✓	✓			✓		✓		✓
Simulation 31			✓		✓	✓		✓			
Simulation 32			✓		✓	✓			✓	✓	
Simulation 33			✓		✓	✓			✓		✓
Simulation 34			✓		✓		✓	✓			
Simulation 35			✓		✓		✓		✓	✓	
Simulation 36			✓		✓		✓		✓		✓

## **8.2    *Anhang A: Verlauf der Tiefen- und Korngrößenverteilung im Testfall***

Randbedingungen:

- Ohne Welle
- 2 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 0 m

Kiessand:

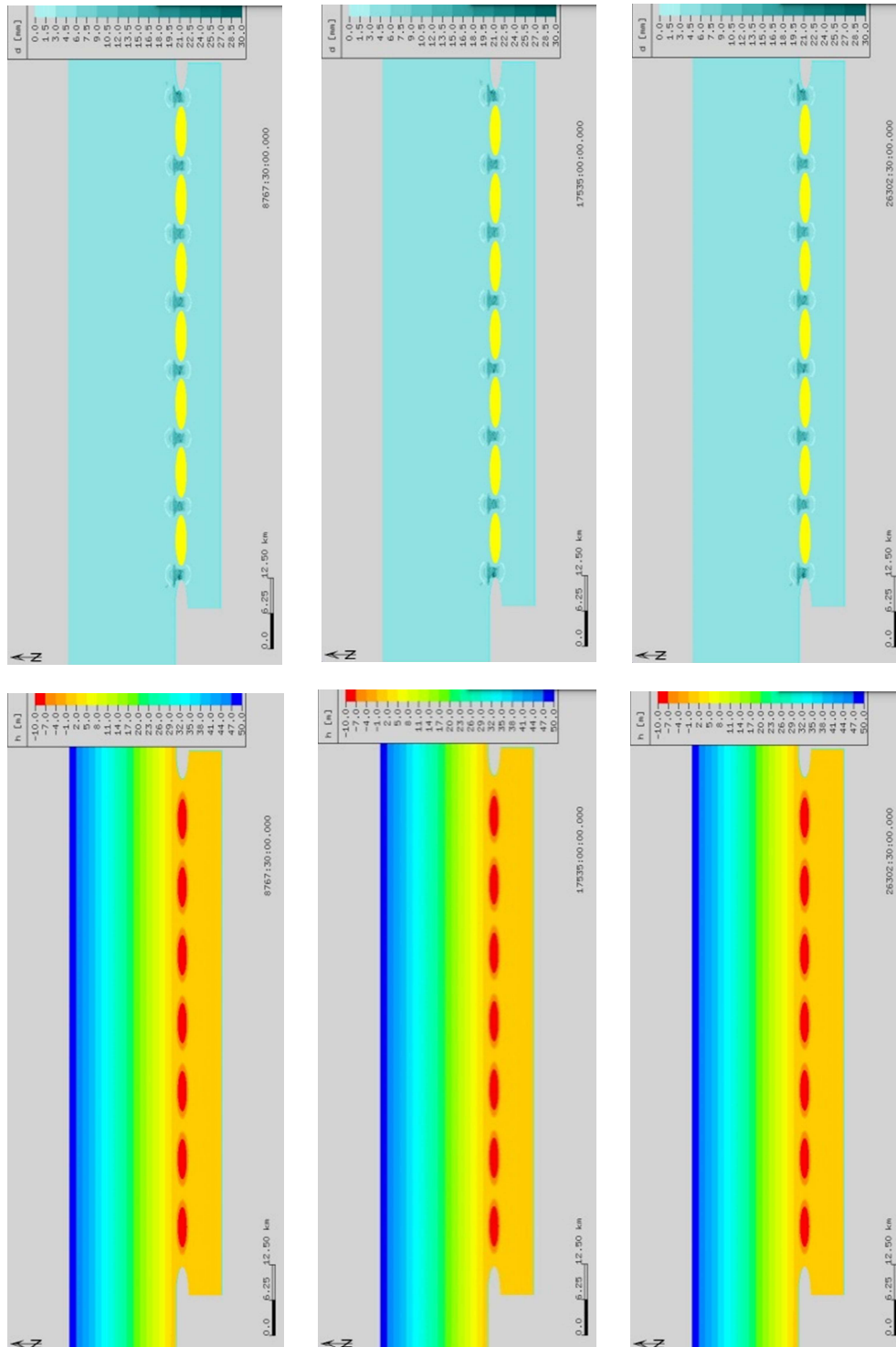


Abbildung 64: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m



Mittelsand:

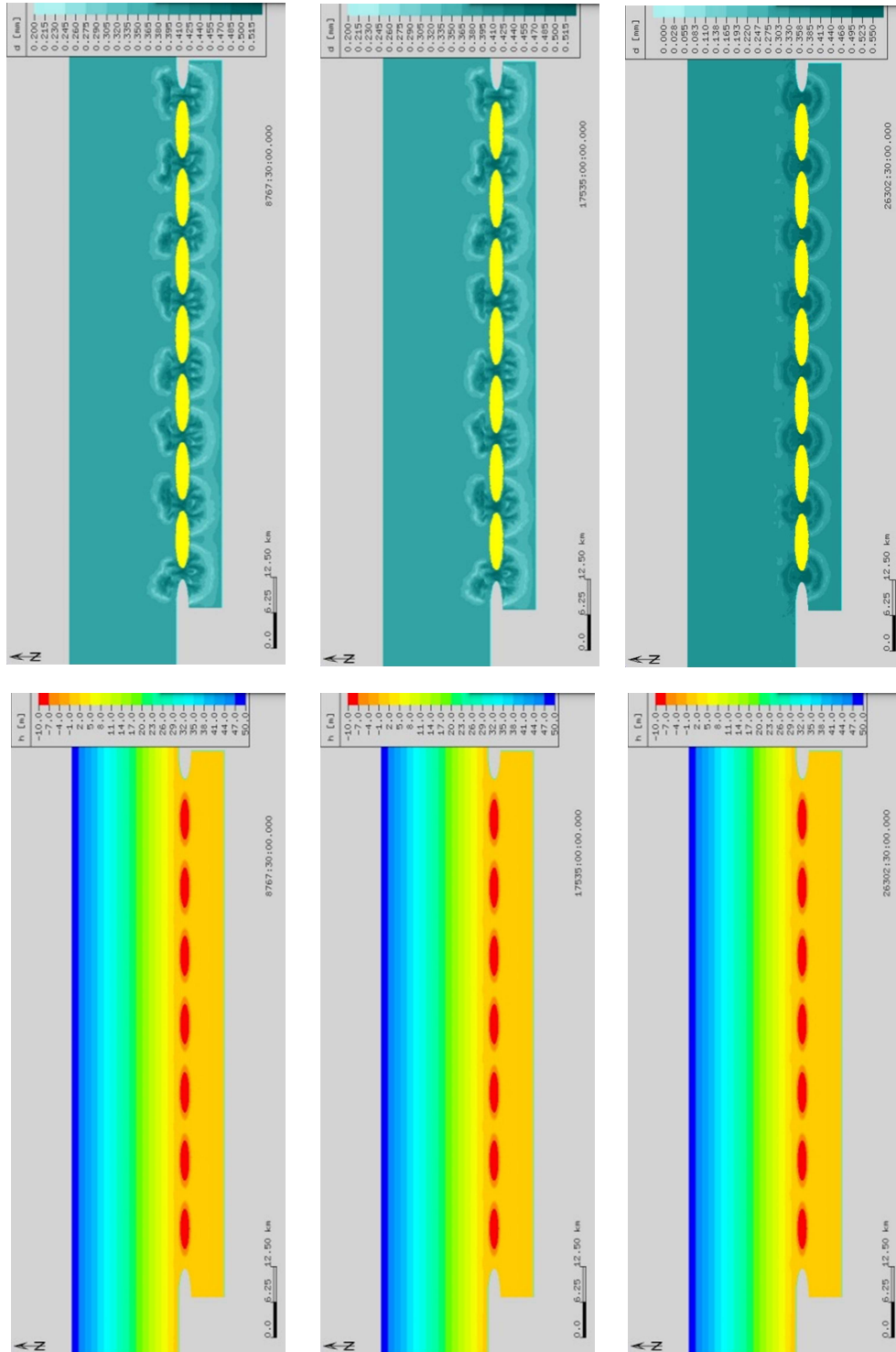


Abbildung 65: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m

Feinsand:

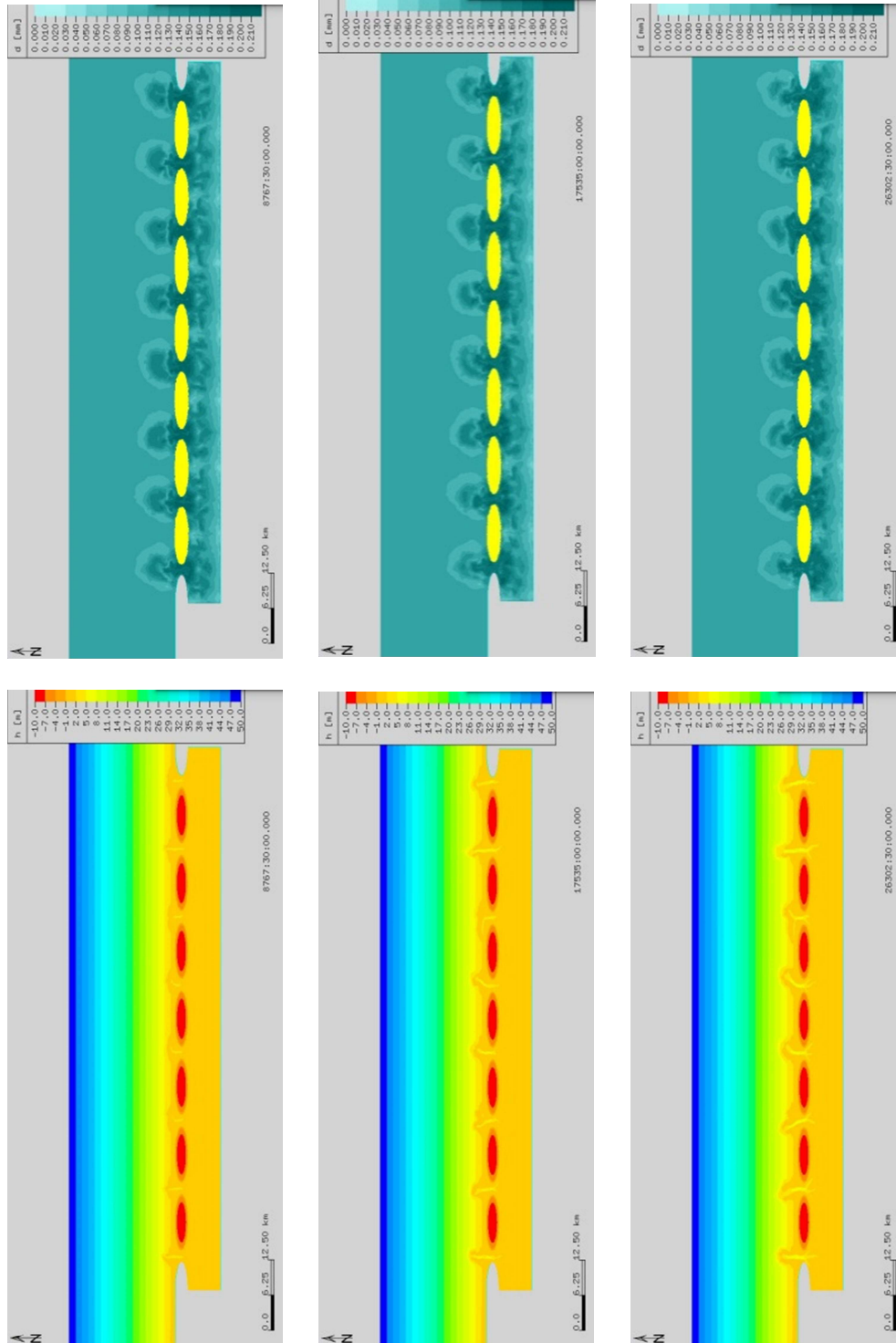


Abbildung 66: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m

Randbedingungen:

- Ohne Welle
- 2 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 1 m

Kiessand:

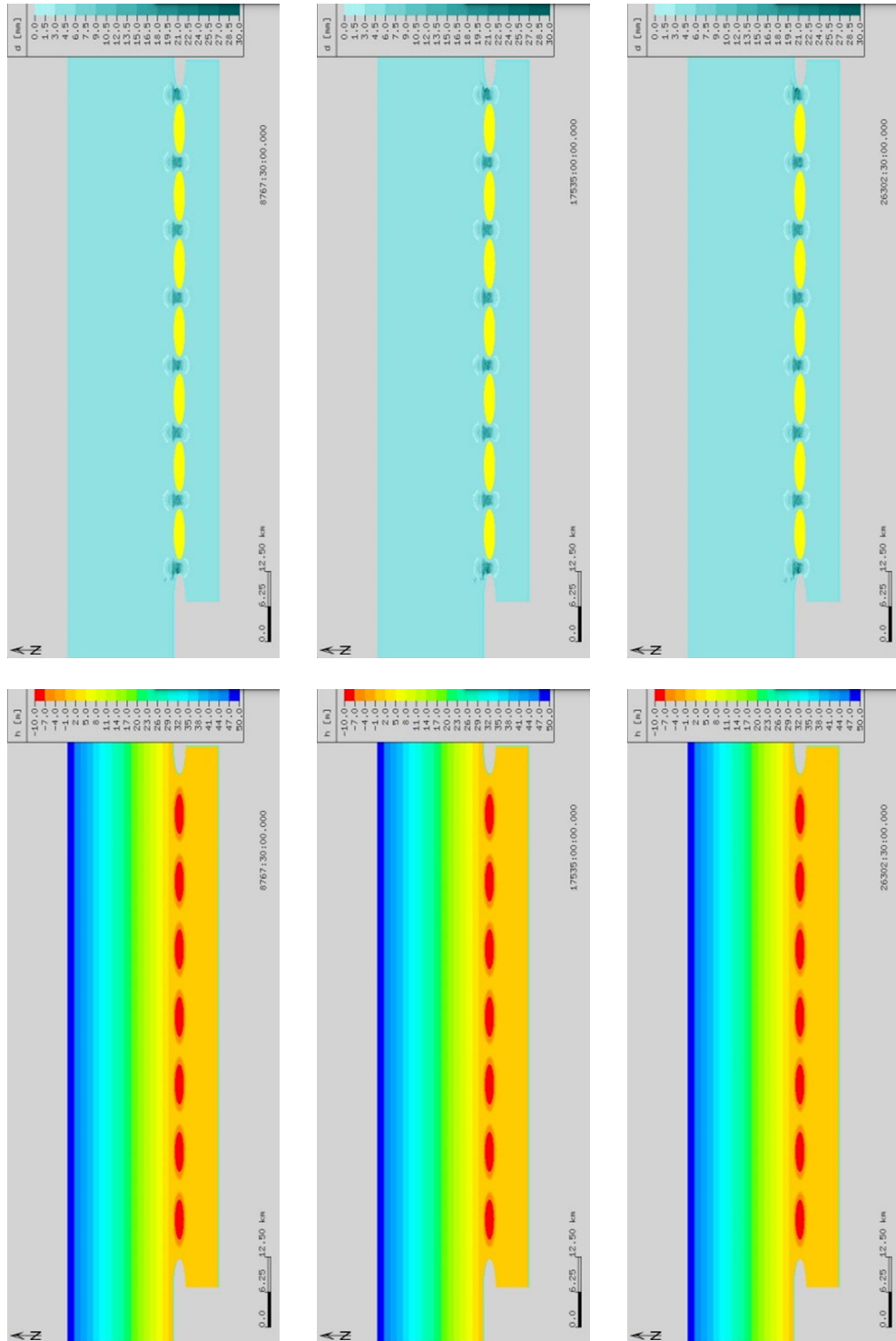


Abbildung 67: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m

Mittelsand:

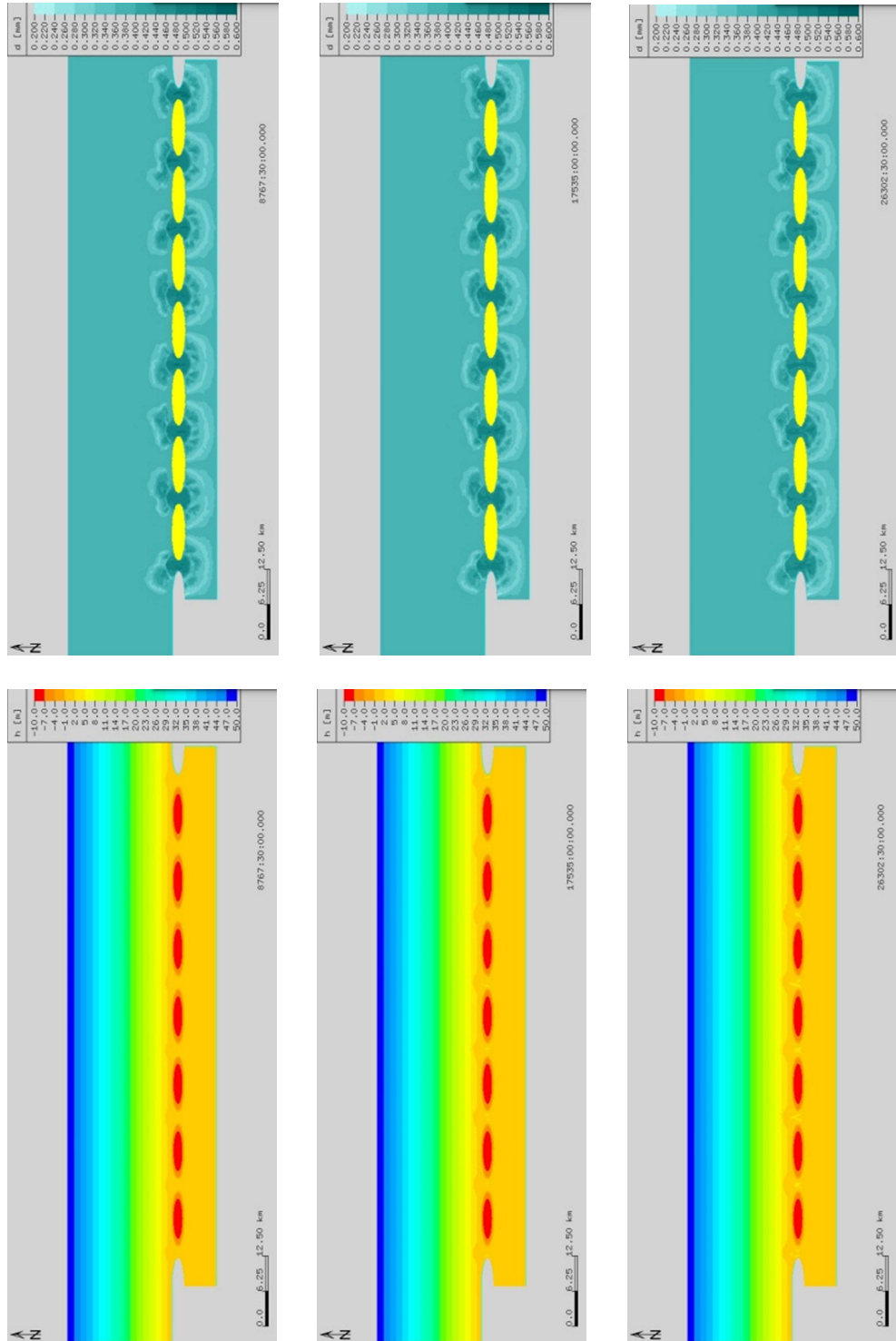


Abbildung 68: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m

Feinsand:

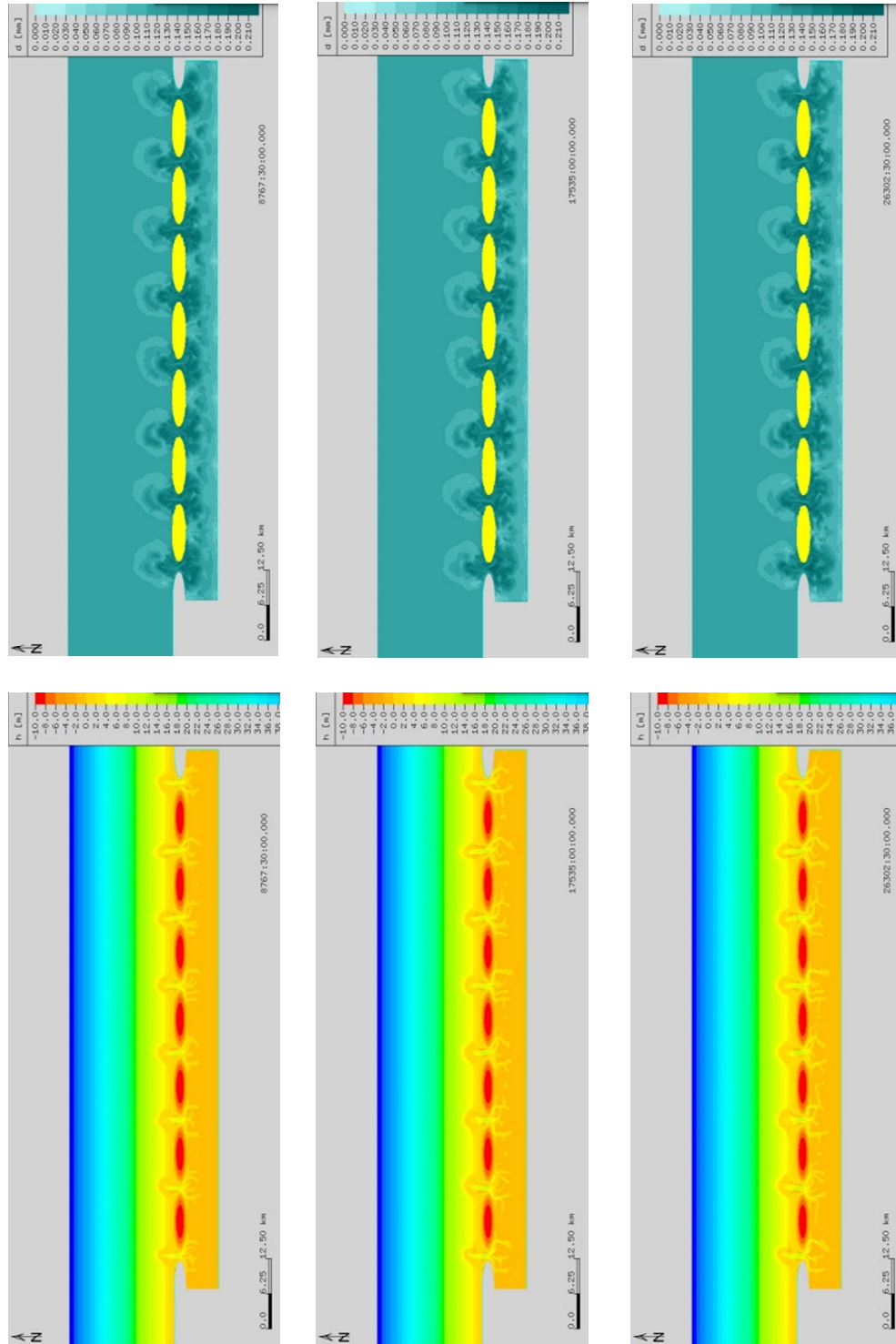


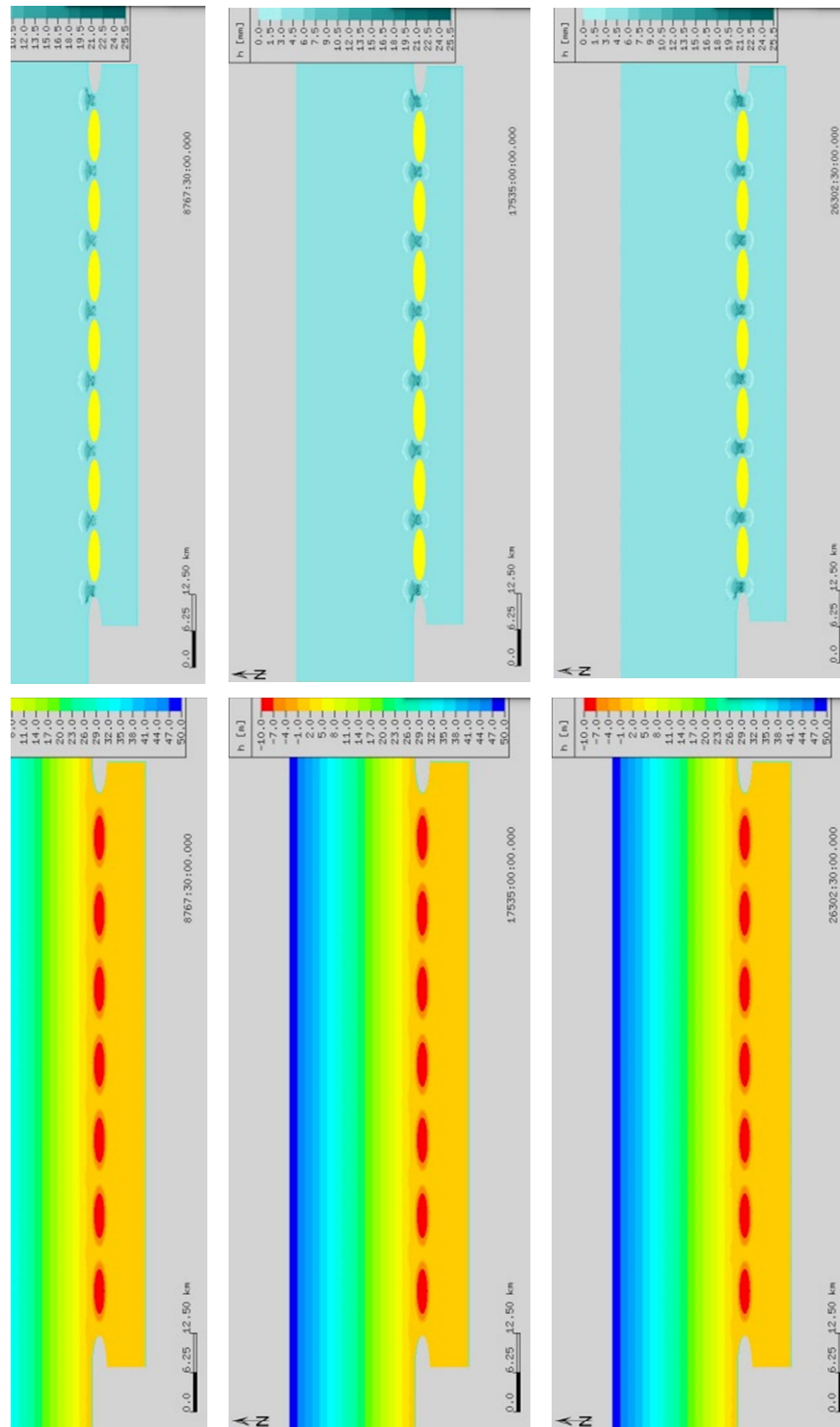
Abbildung 69: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 2 m

Randbedingungen:

- Ohne Welle
- 4 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 0 m

Kiessand:

Abbildung 70: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m



Mittelsand:

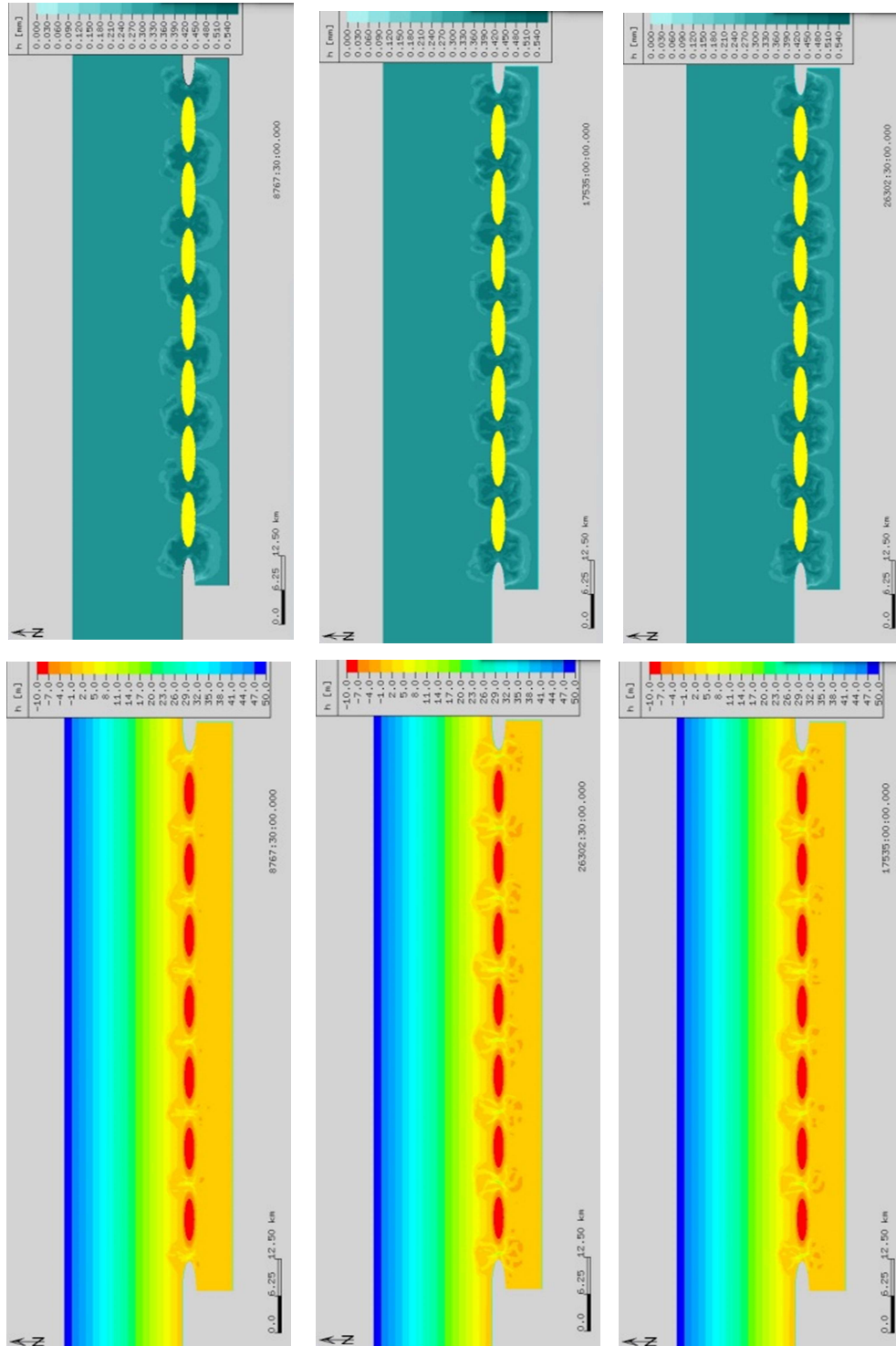


Abbildung 71: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m



Feinsand:

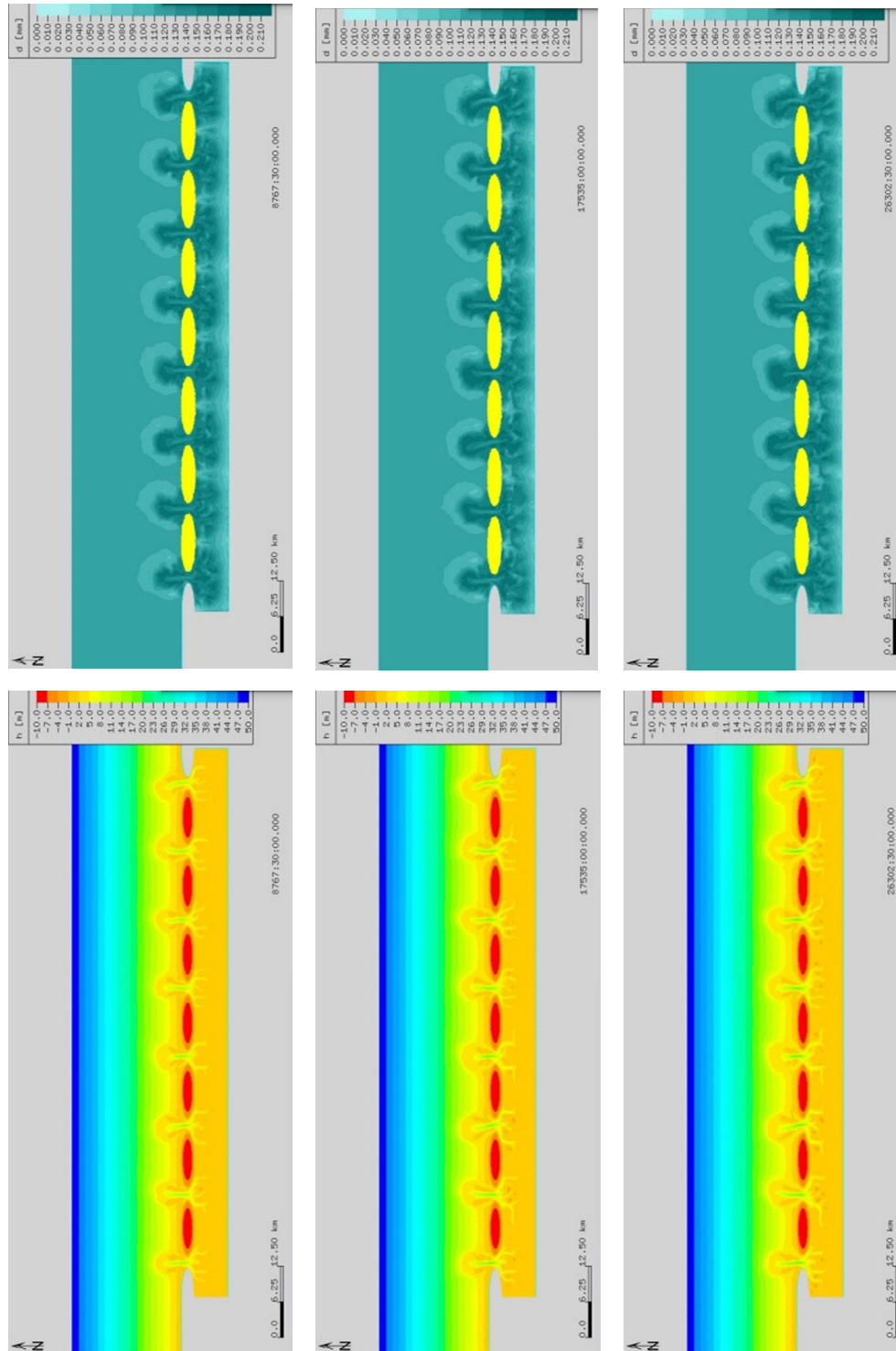


Abbildung 72: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m



Randbedingungen:

- Ohne Welle
- 4 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 1 m

Kiessand:

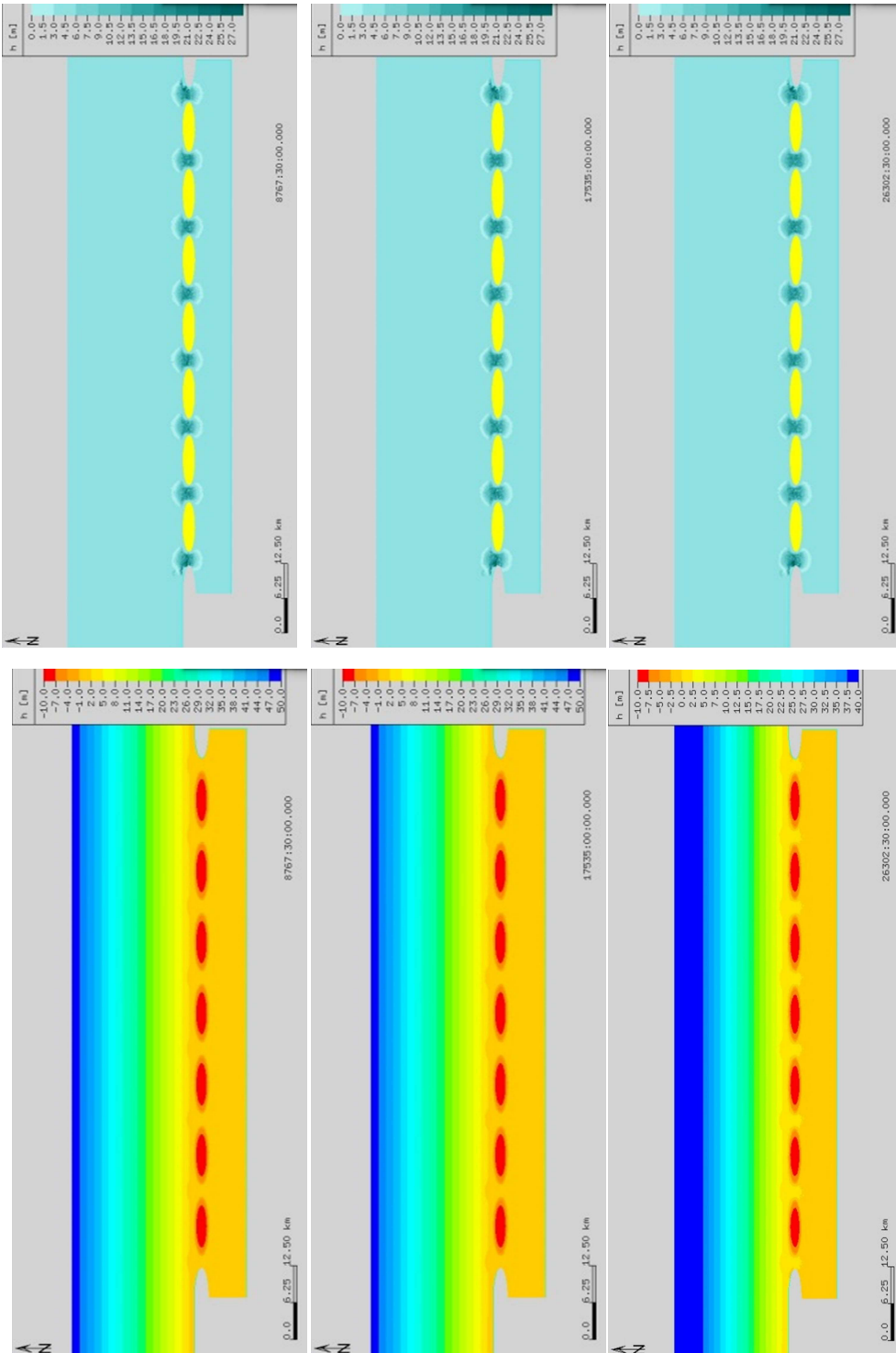


Abbildung 73: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m

Mittelsand:

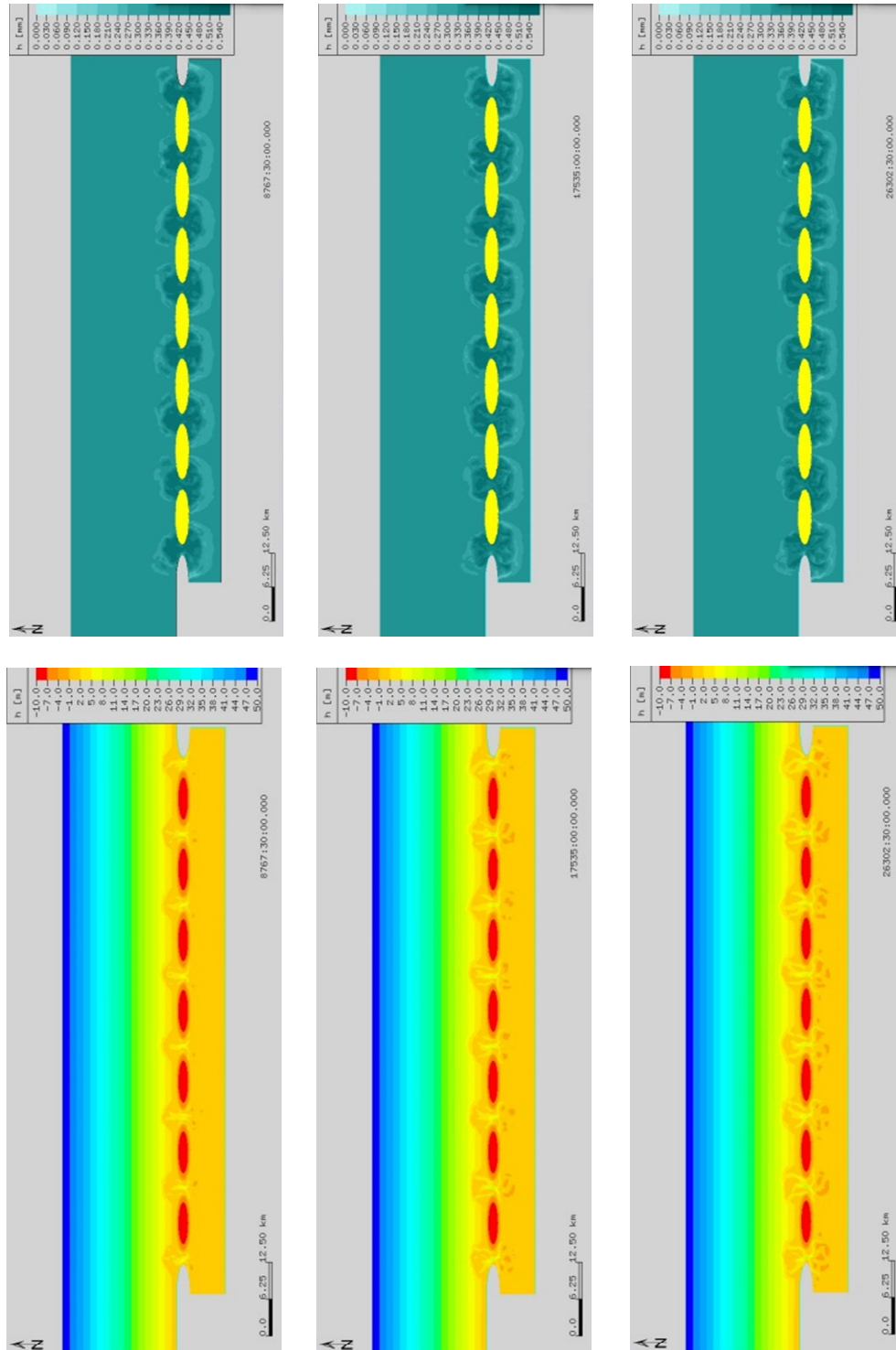


Abbildung 74: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m

Feinsand:

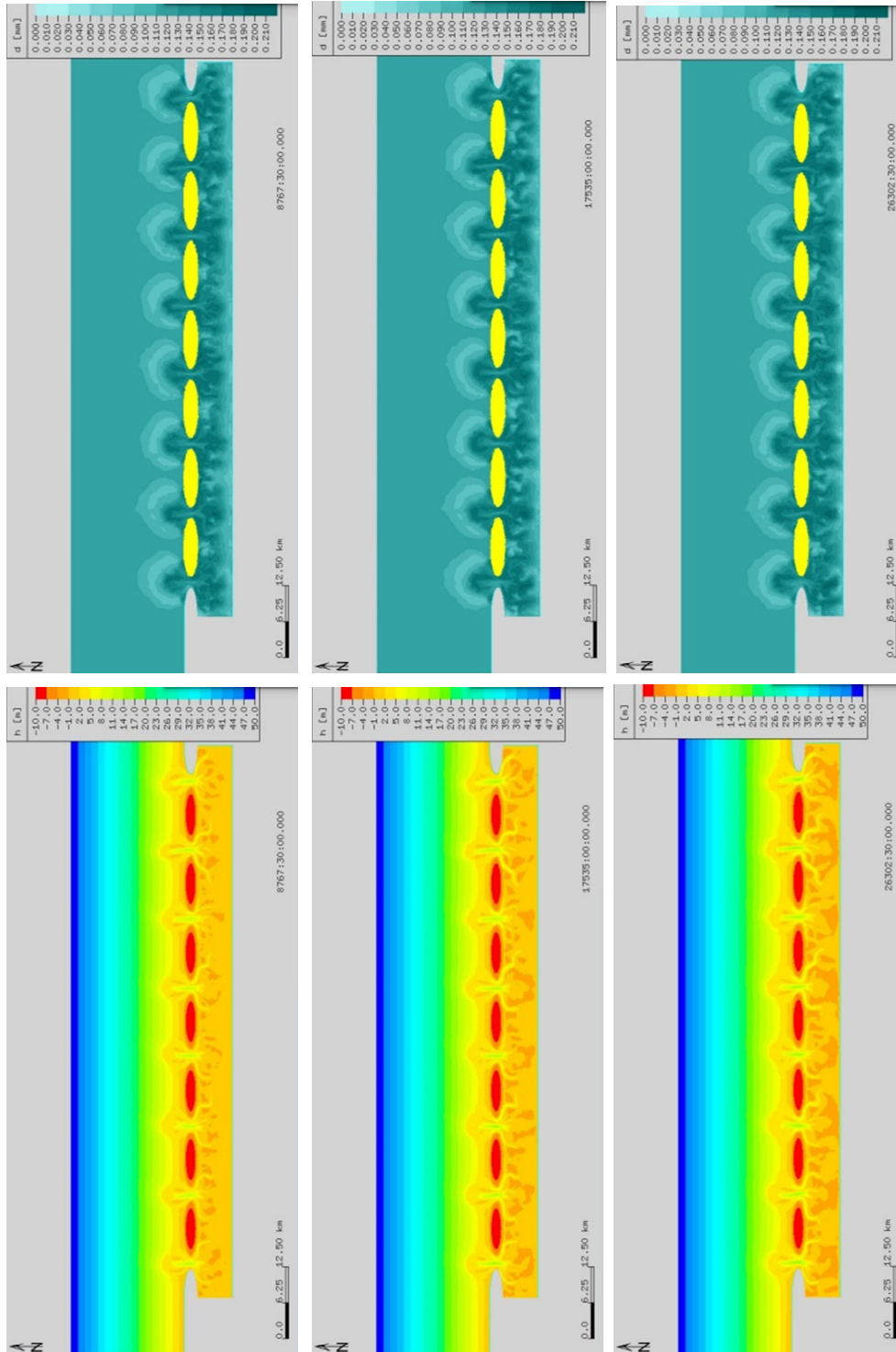


Abbildung 75: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, ohne Welleneinfluss bei einem Tidehub von 4 m

Wellenrichtung

Randbedingungen:

- Mit Welle
- Wellenrichtung: aus 0 Grad
- 2 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 0 m

Kiessand:

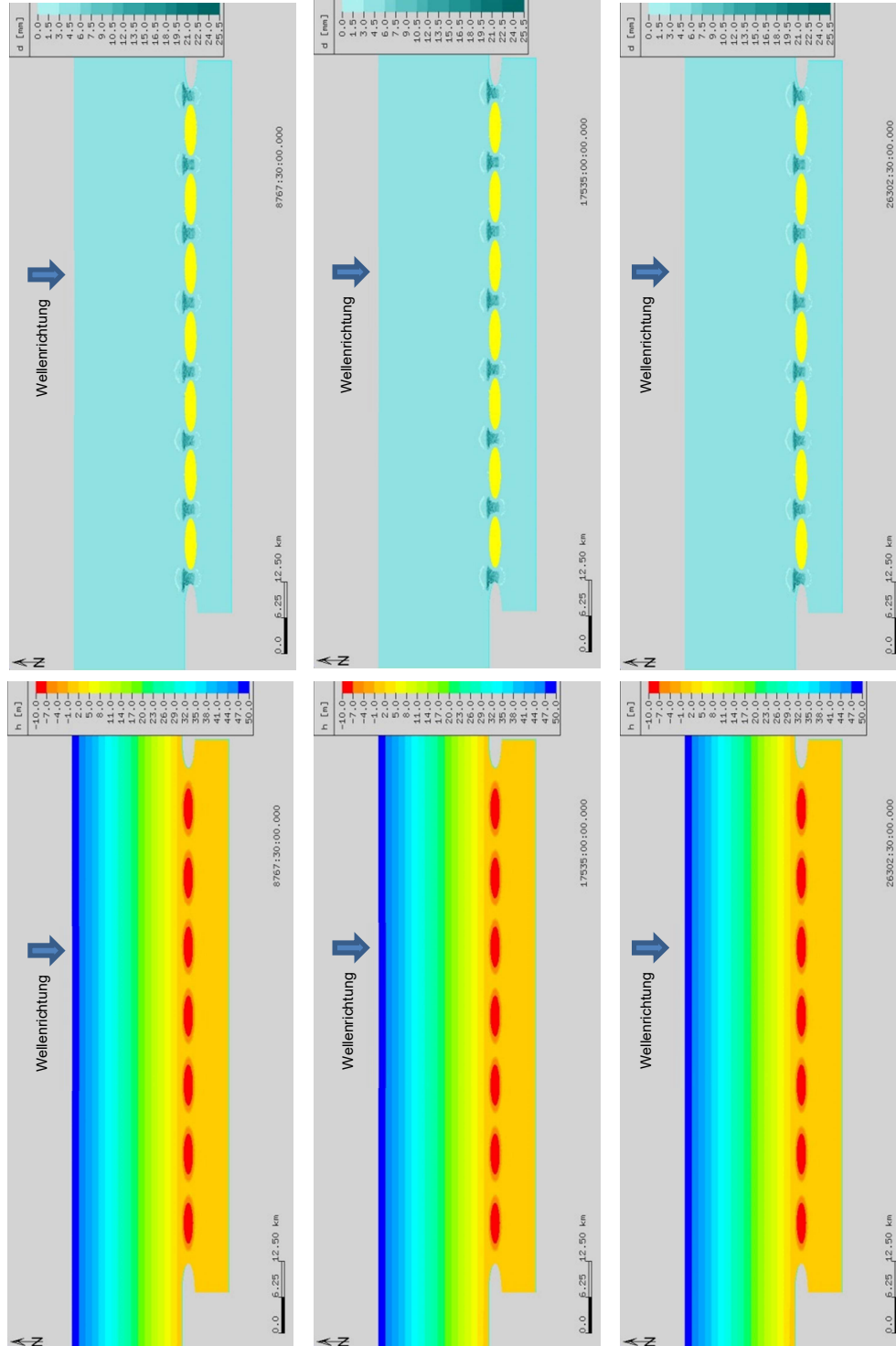


Abbildung 76: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m

Mittelsand:

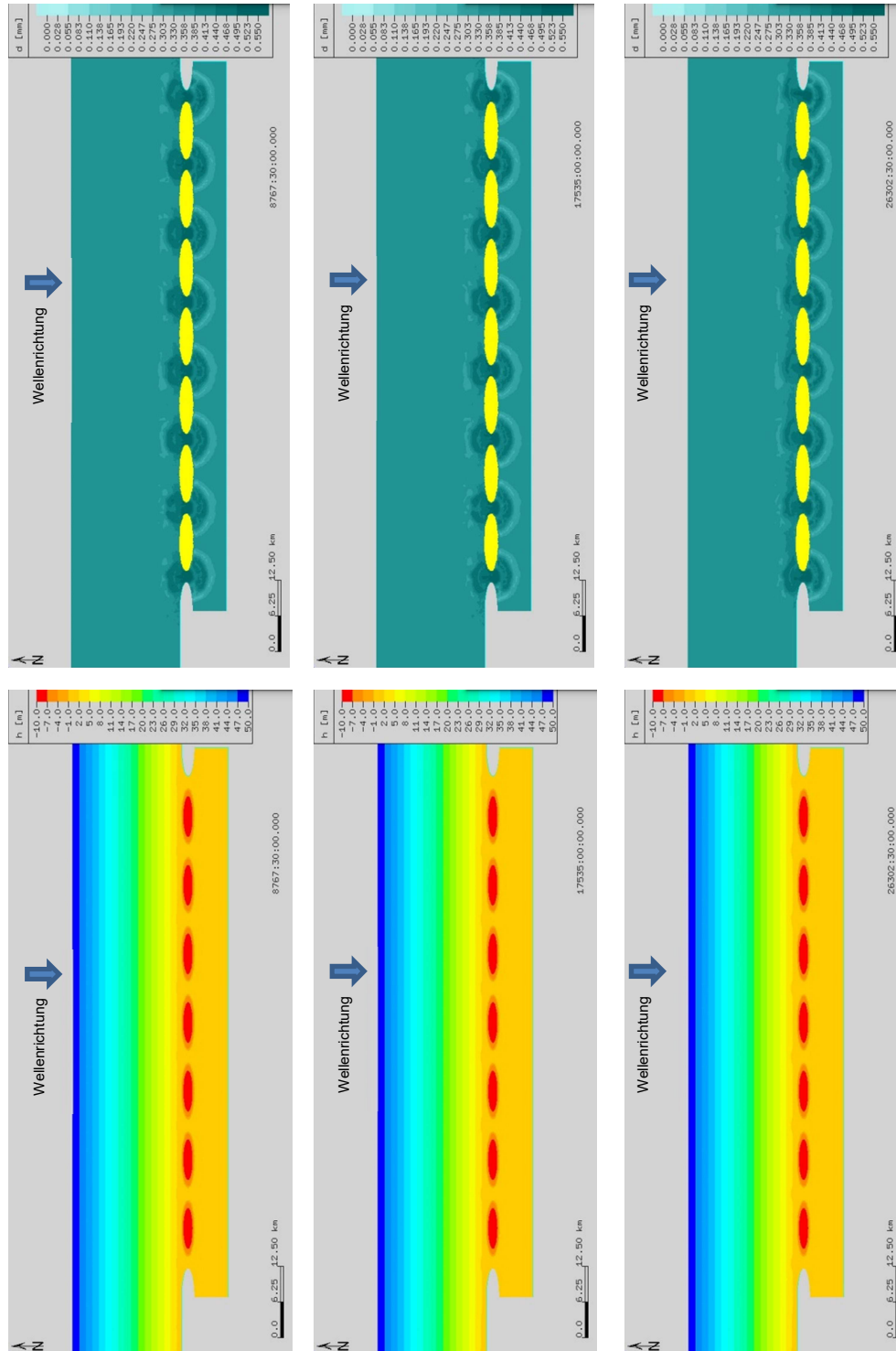


Abbildung 77: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m

Feinsand:

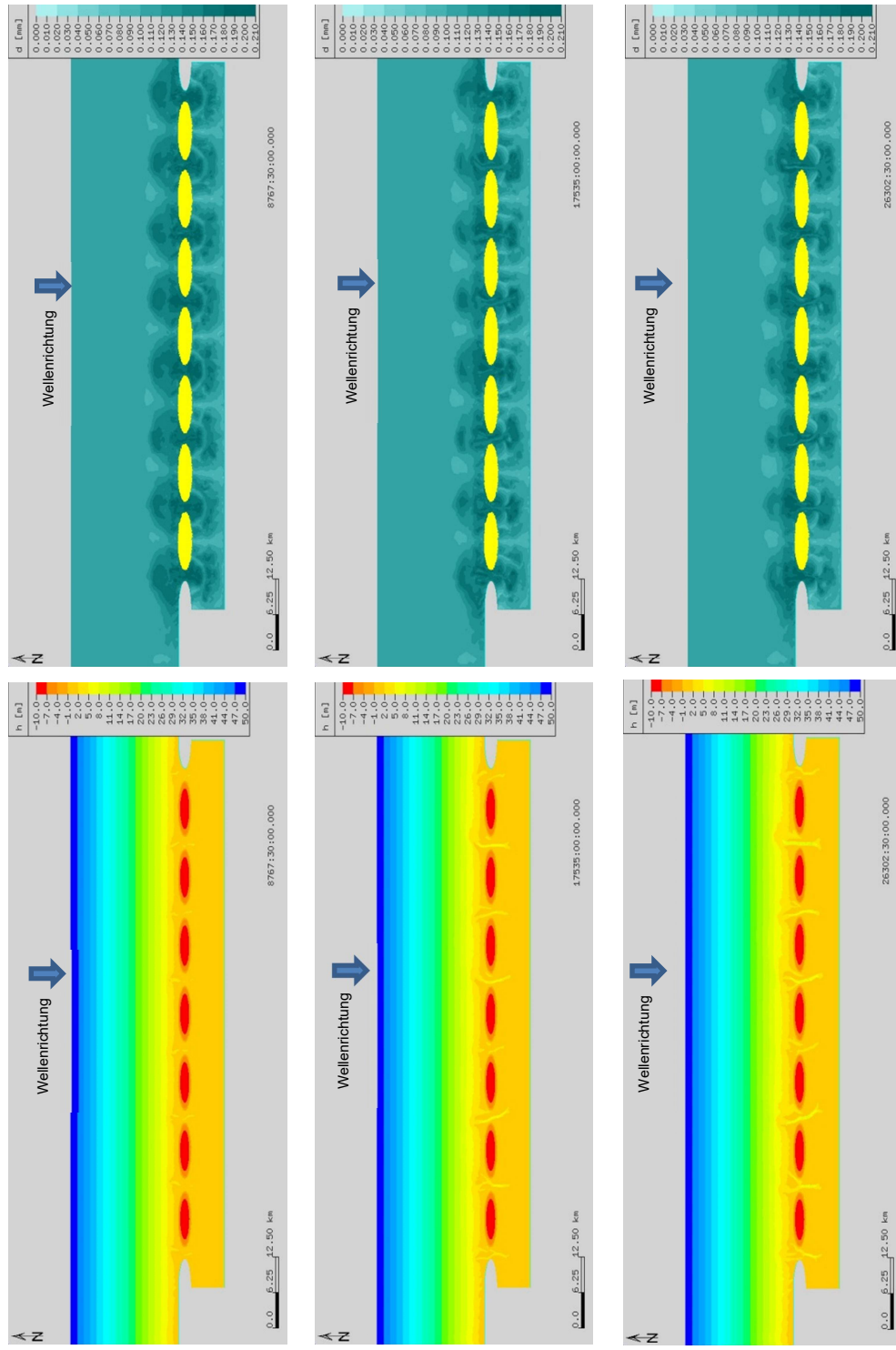


Abbildung 78: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m

Randbedingungen:

- Mit Welle
- Wellenrichtung: aus 315 Grad
- 2 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 0 m

Kiessand:

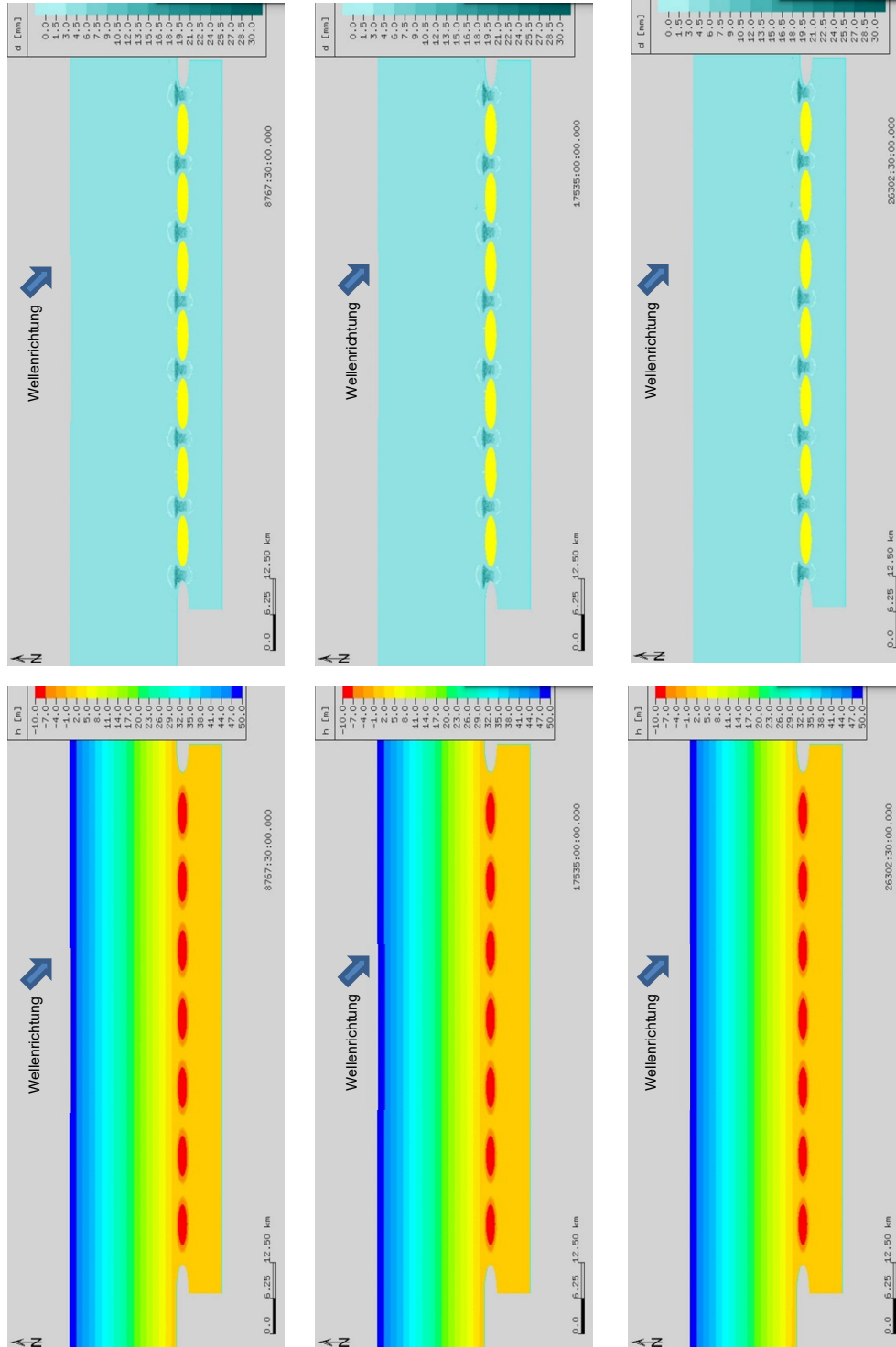


Abbildung 79: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m



Mittelsand:

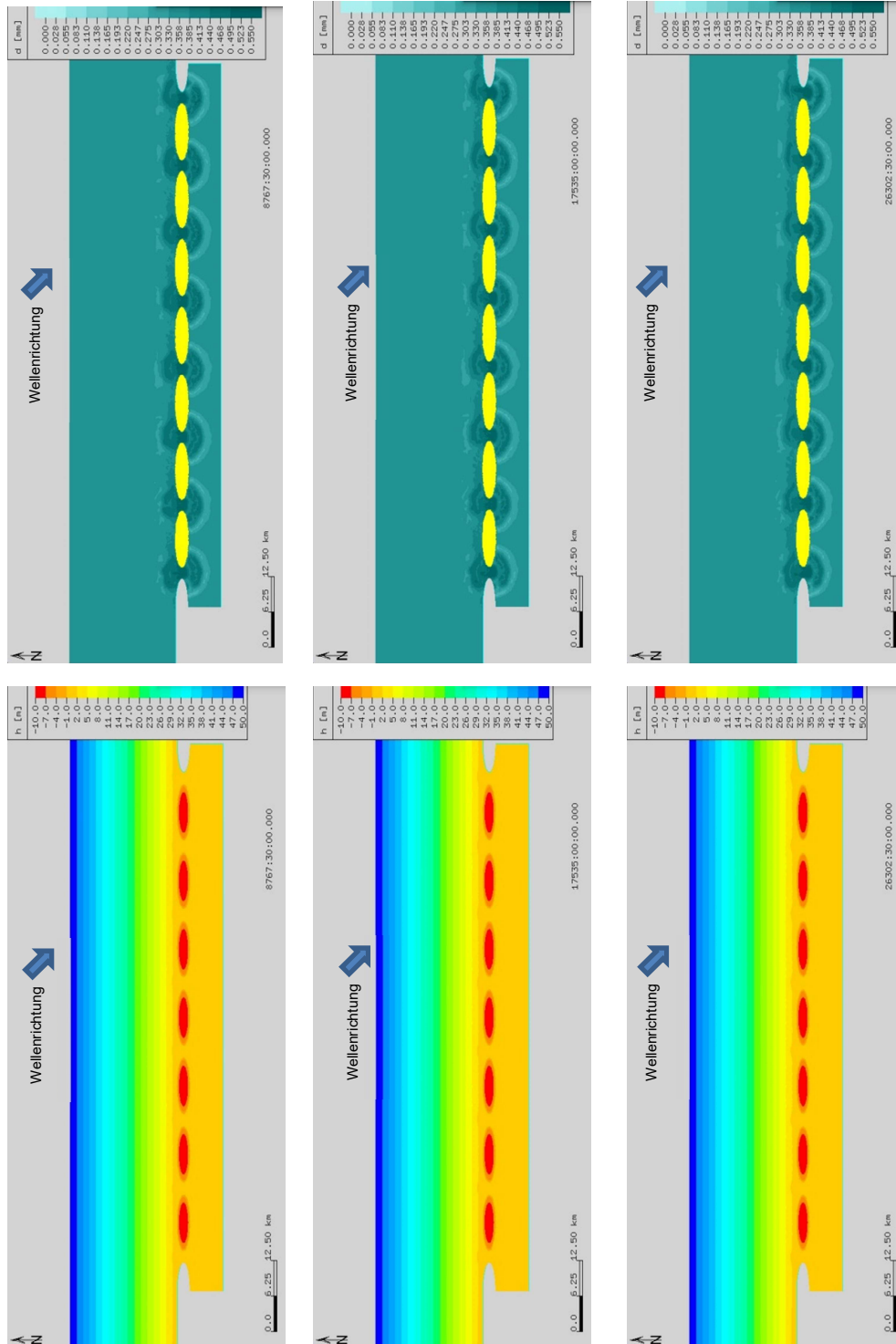


Abbildung 80: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m



Feinsand:

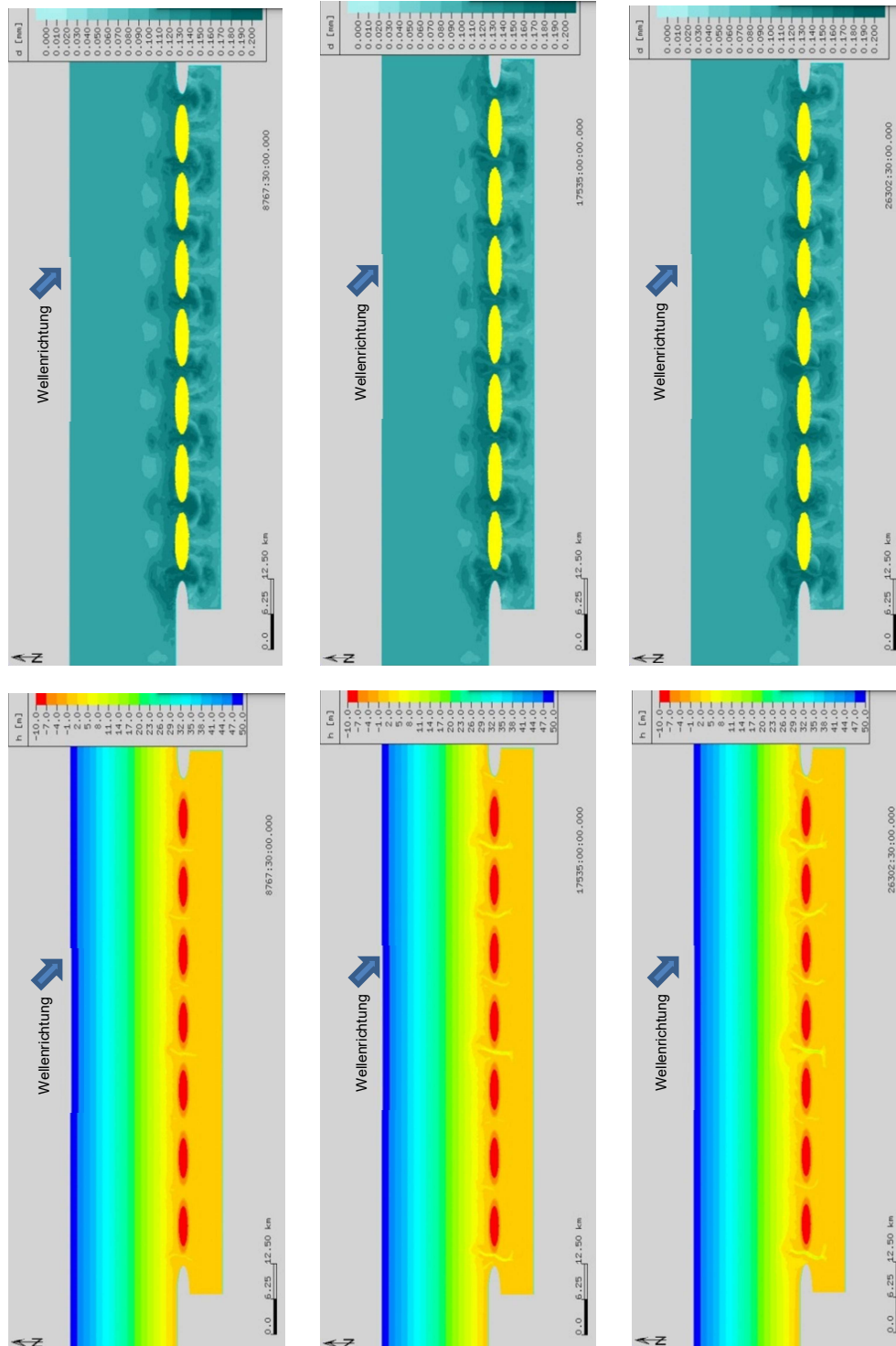


Abbildung 81: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m

Randbedingungen:

- Mit Welle
- Wellenrichtung: aus 0 Grad
- 4 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 0 m

Kiessand:

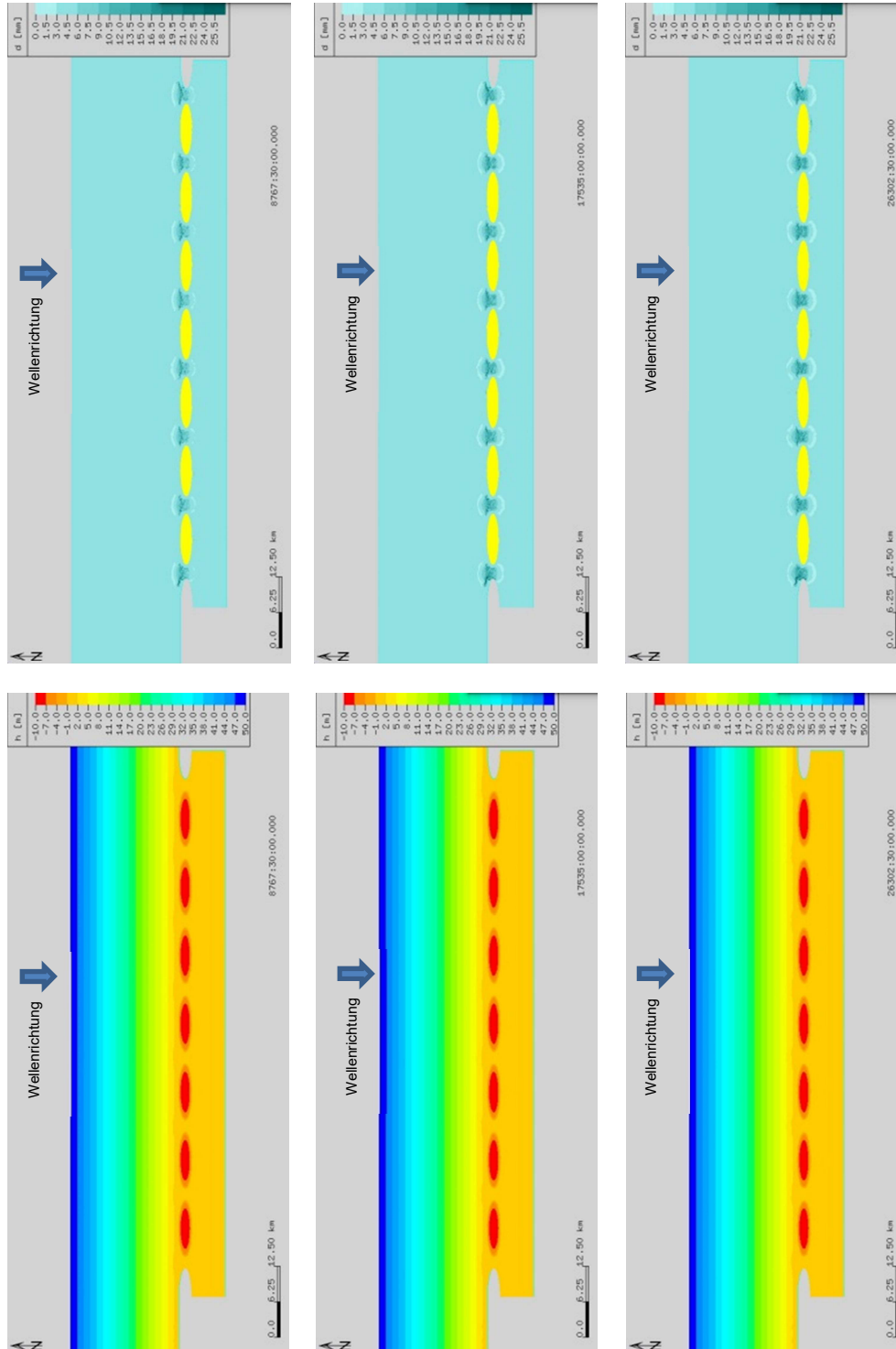


Abbildung 82: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m

Mittelsand:

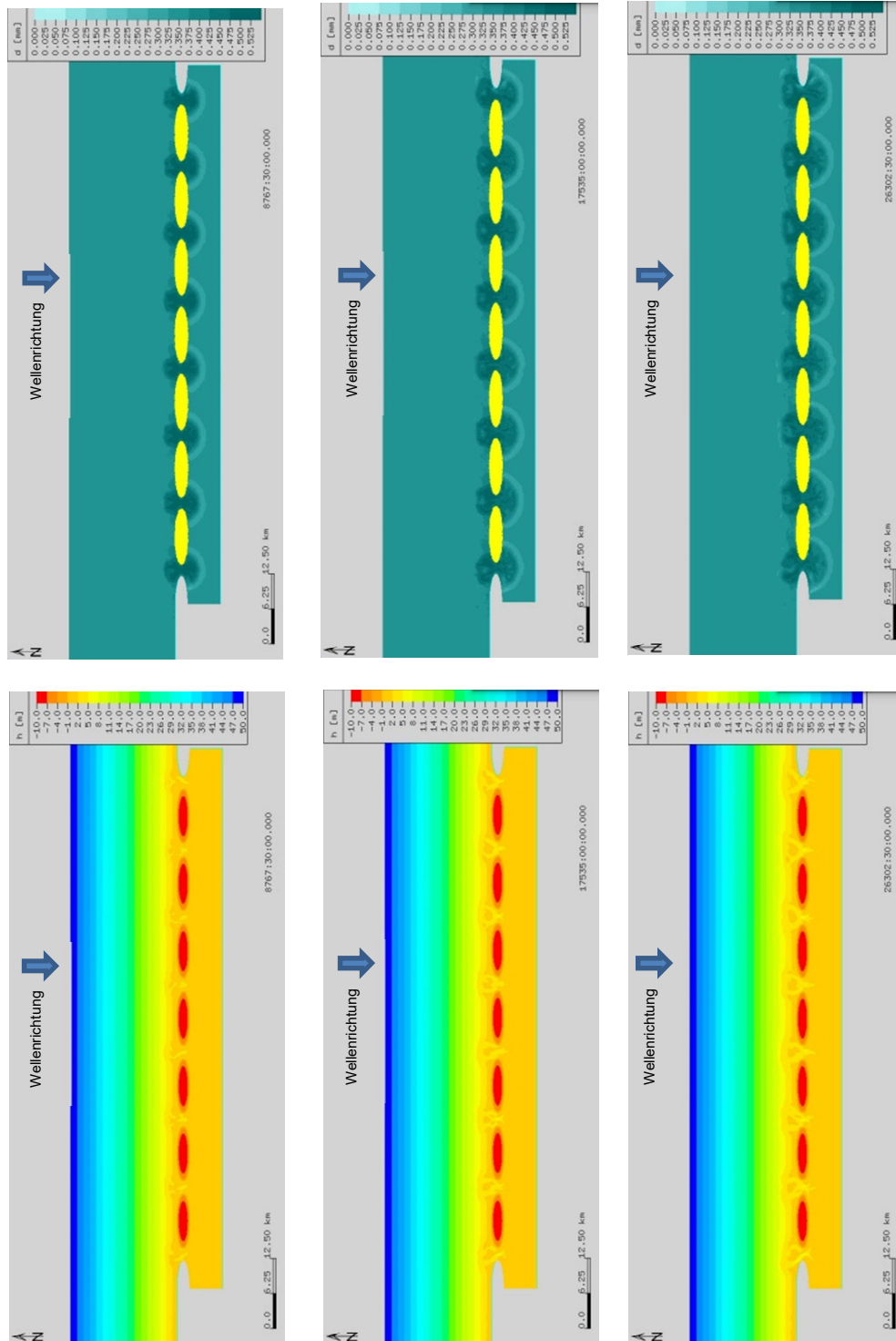


Abbildung 83: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m

Feinsand:

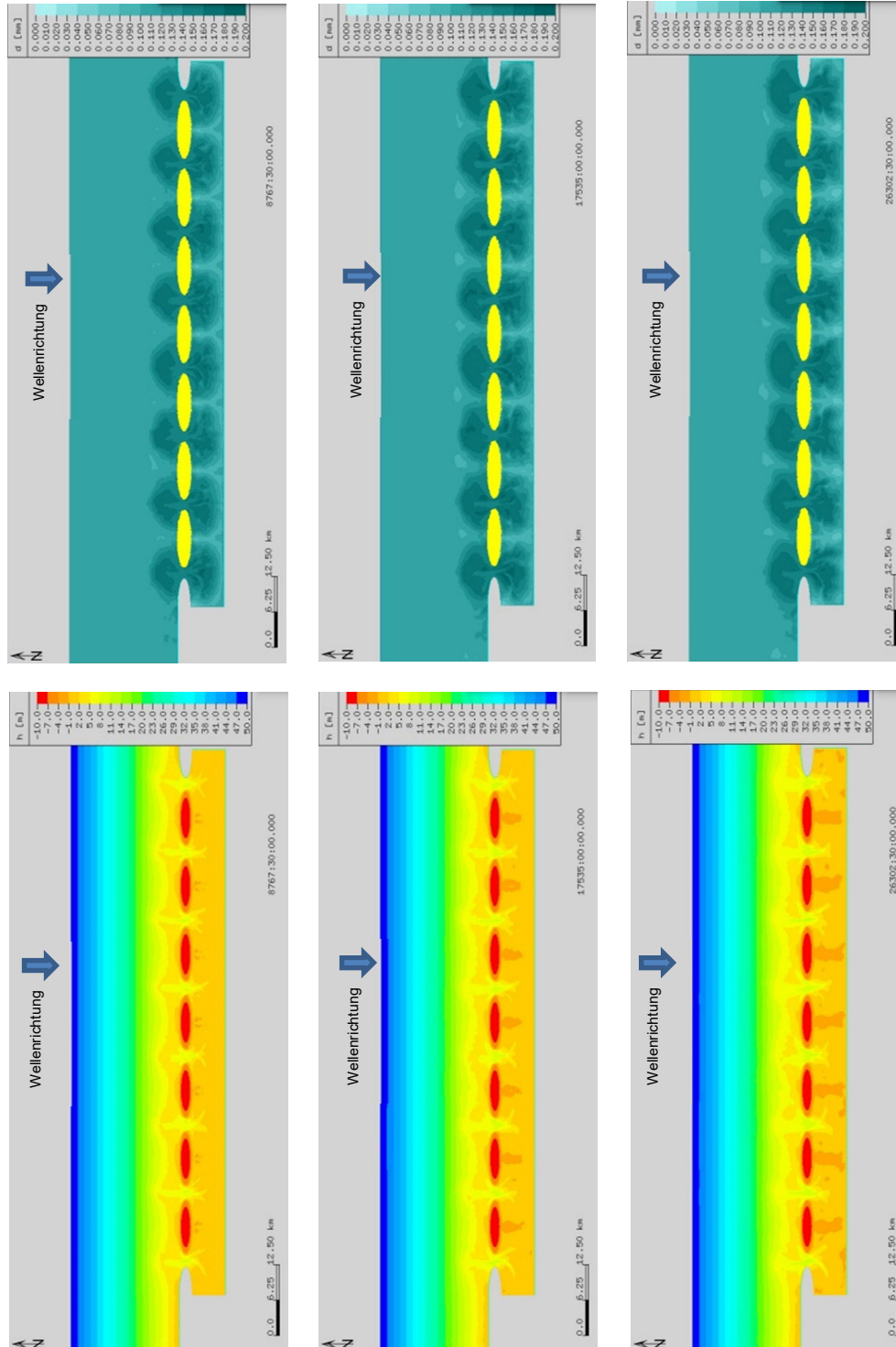


Abbildung 84: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m

Randbedingungen:

- Mit Welle
- Wellenrichtung: aus 315 Grad
- 4 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 0 m

Kiessand:

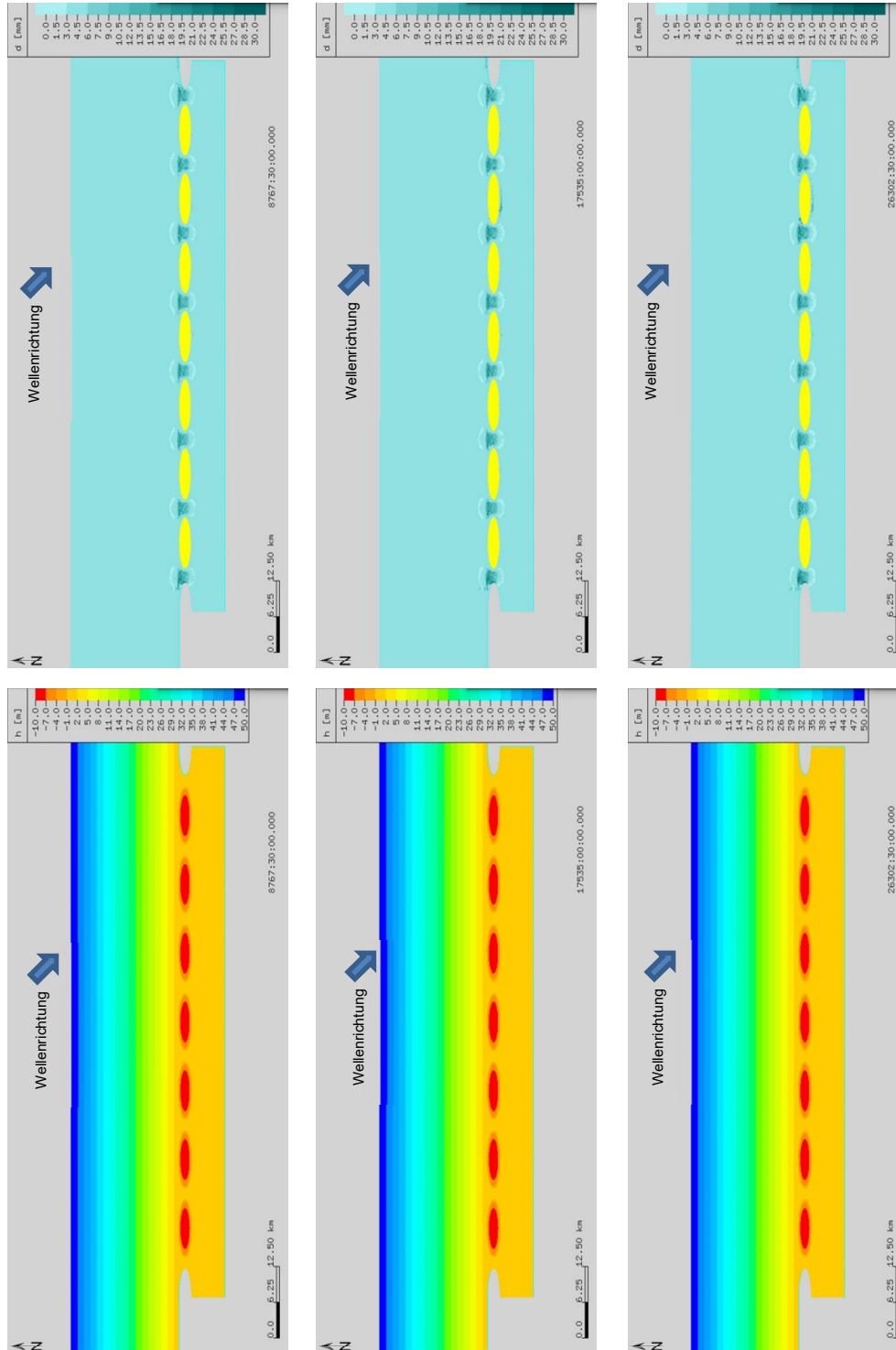


Abbildung 85: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m

Mittelsand:

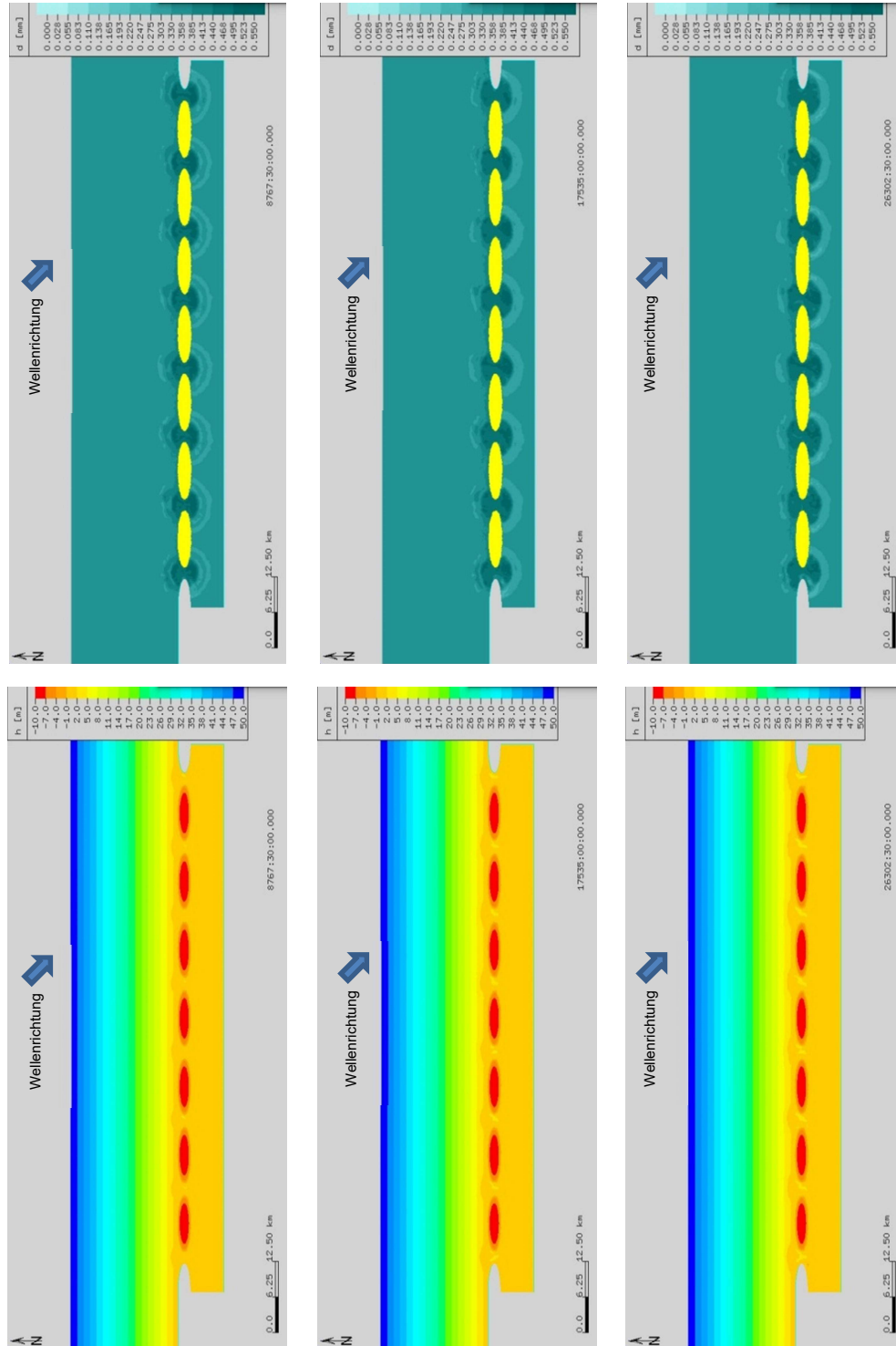


Abbildung 86: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m



Feinsand:

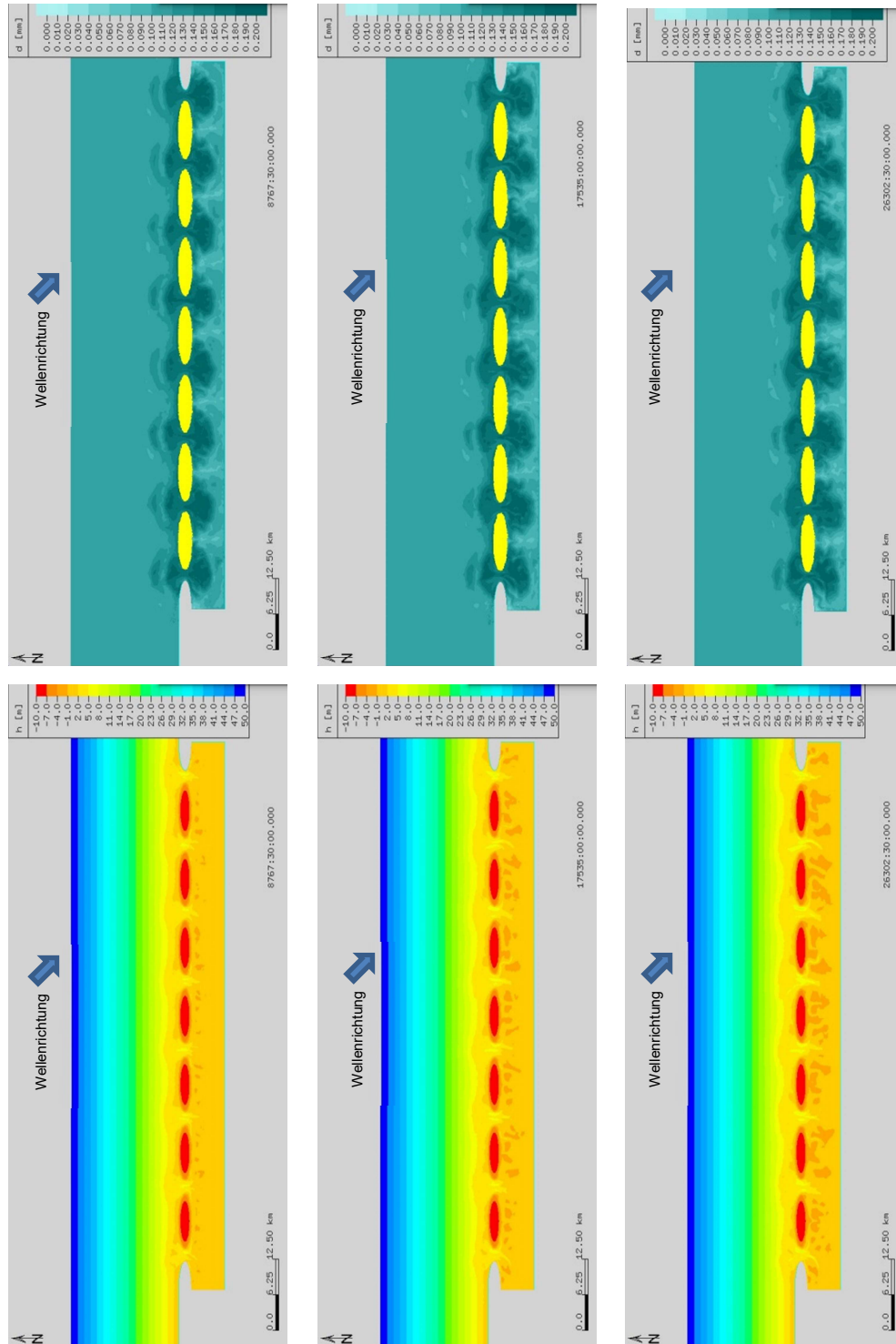


Abbildung 87: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 0 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m

- Mit Welle
- Wellenrichtung: aus 0 Grad
- 2 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 1 m

Kiessand:

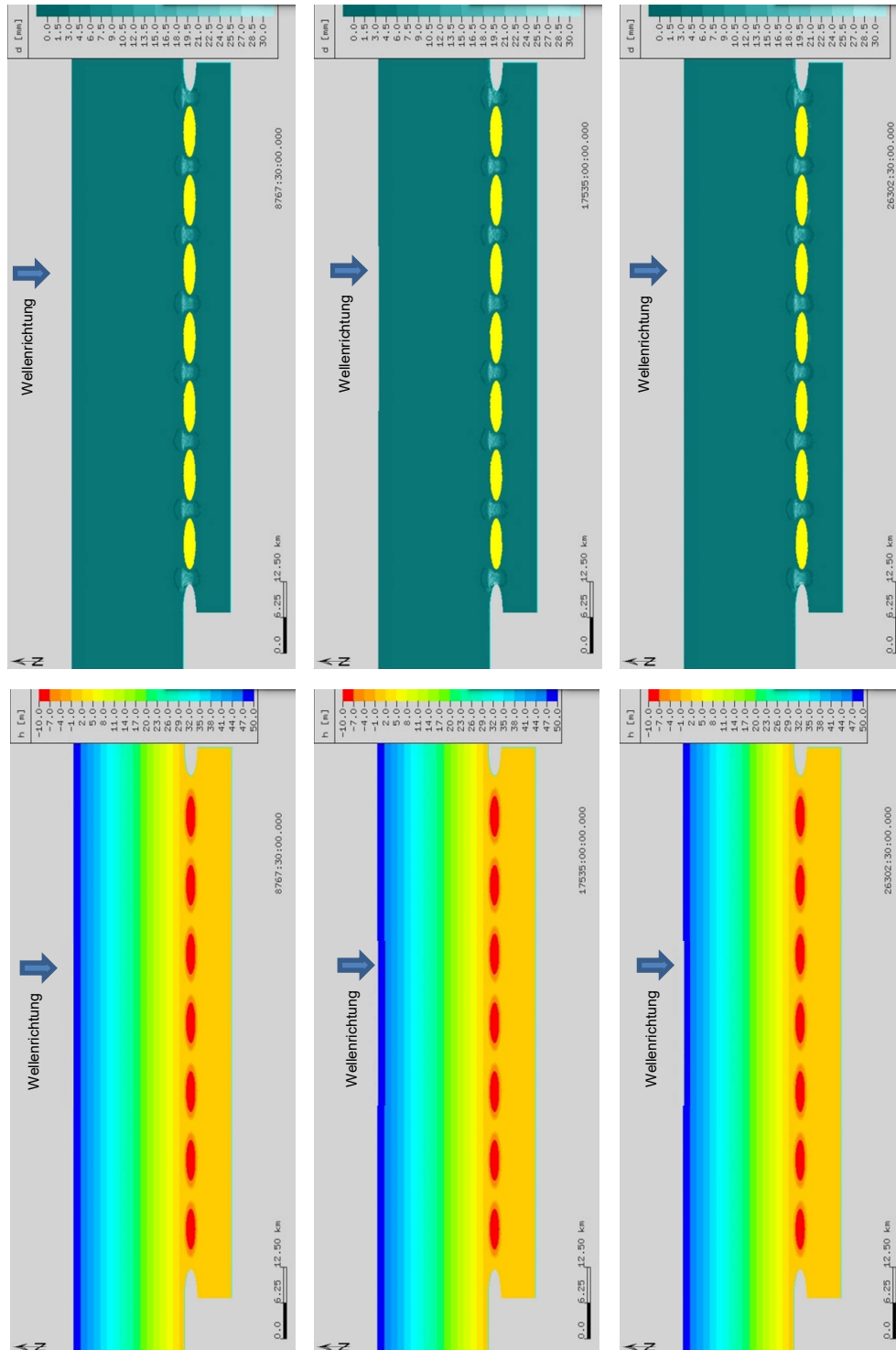


Abbildung 88: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m



Mittelsand:

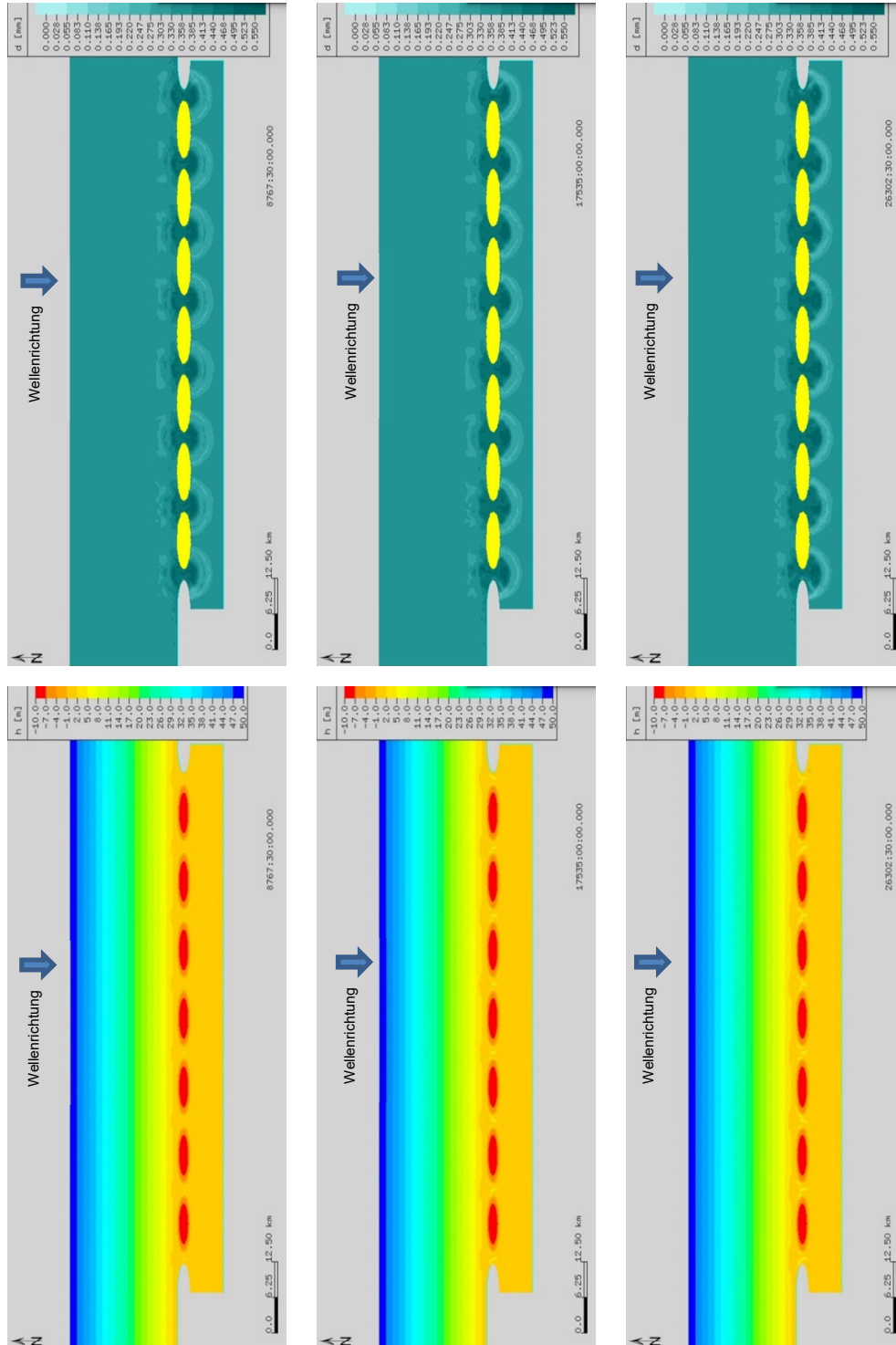


Abbildung 89: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m

Feinsand:

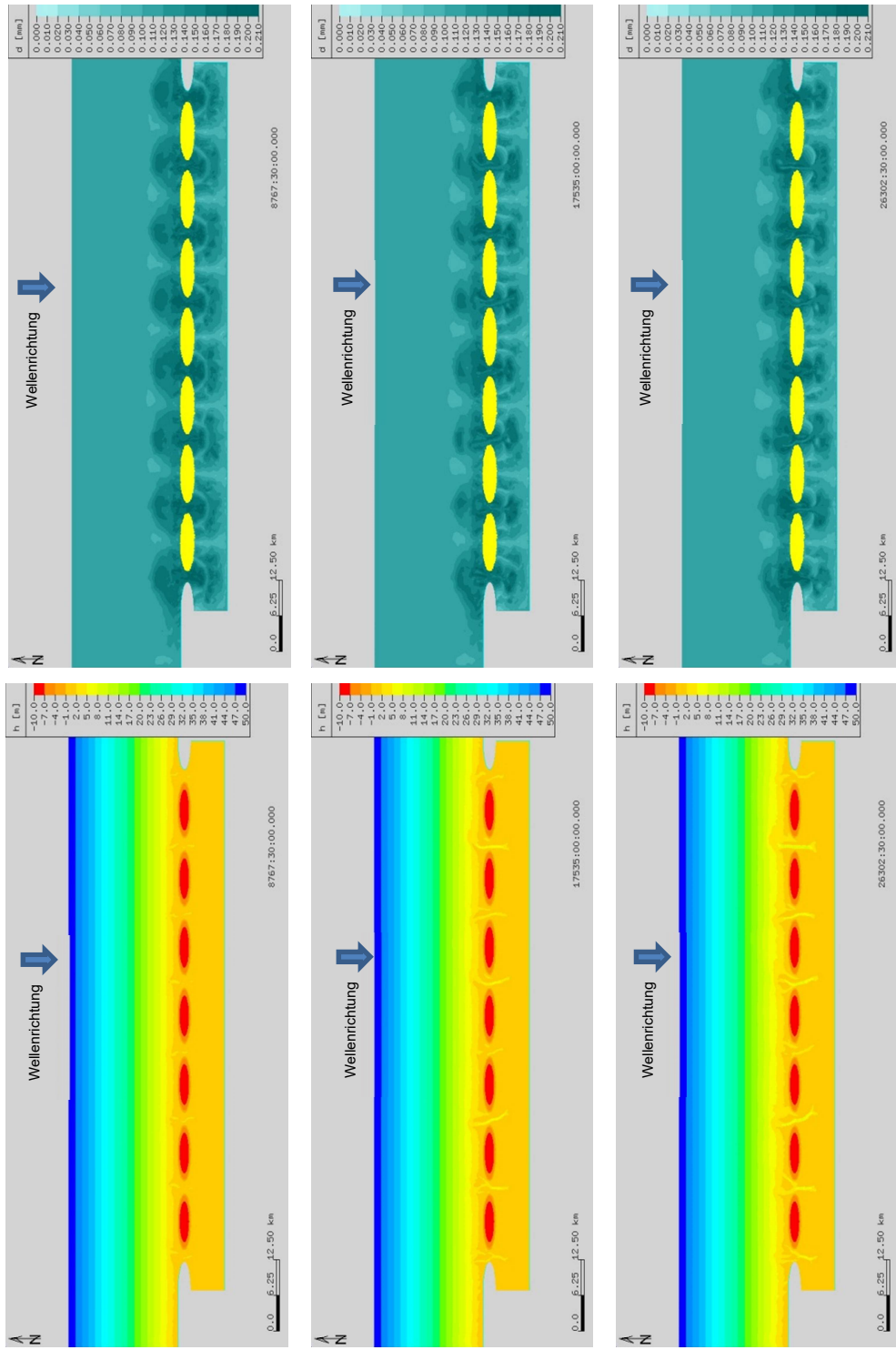


Abbildung 90: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 2 m

Randbedingungen:

- Mit Welle
- Wellenrichtung: aus 315 Grad
- 2 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 1 m

Kiessand:

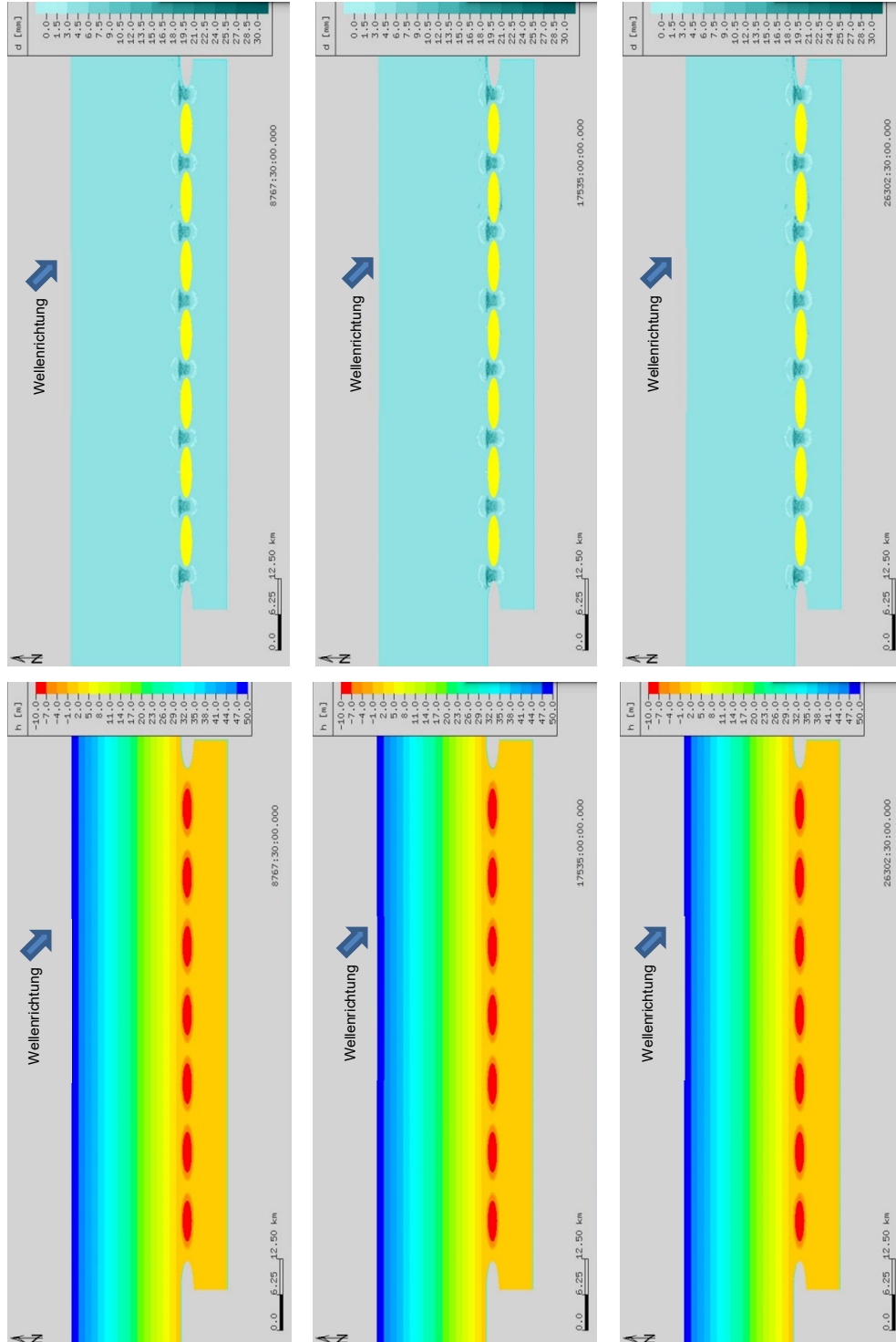


Abbildung 91: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m

Mittelsand:

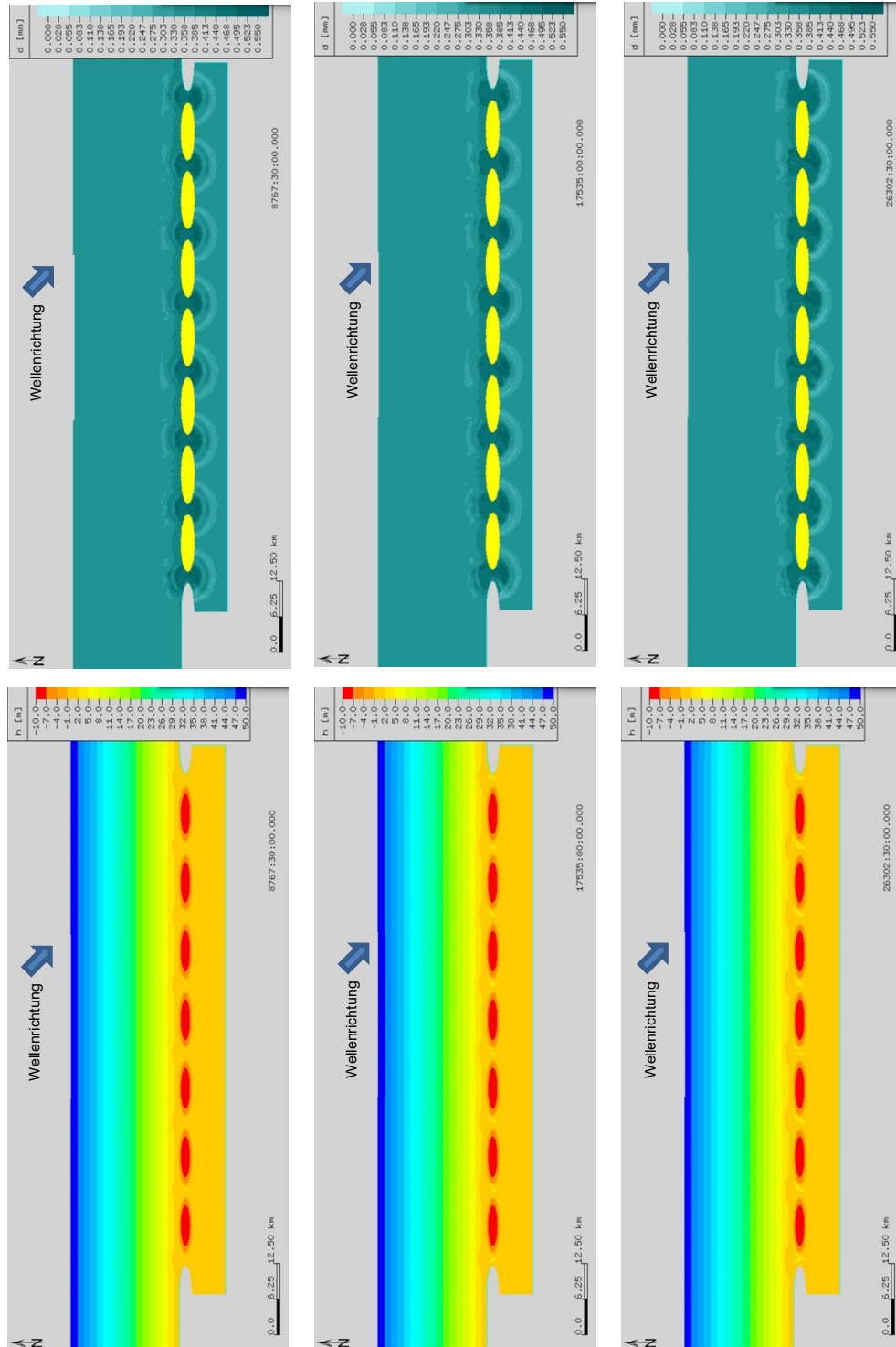


Abbildung 92: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m

Feinsand:

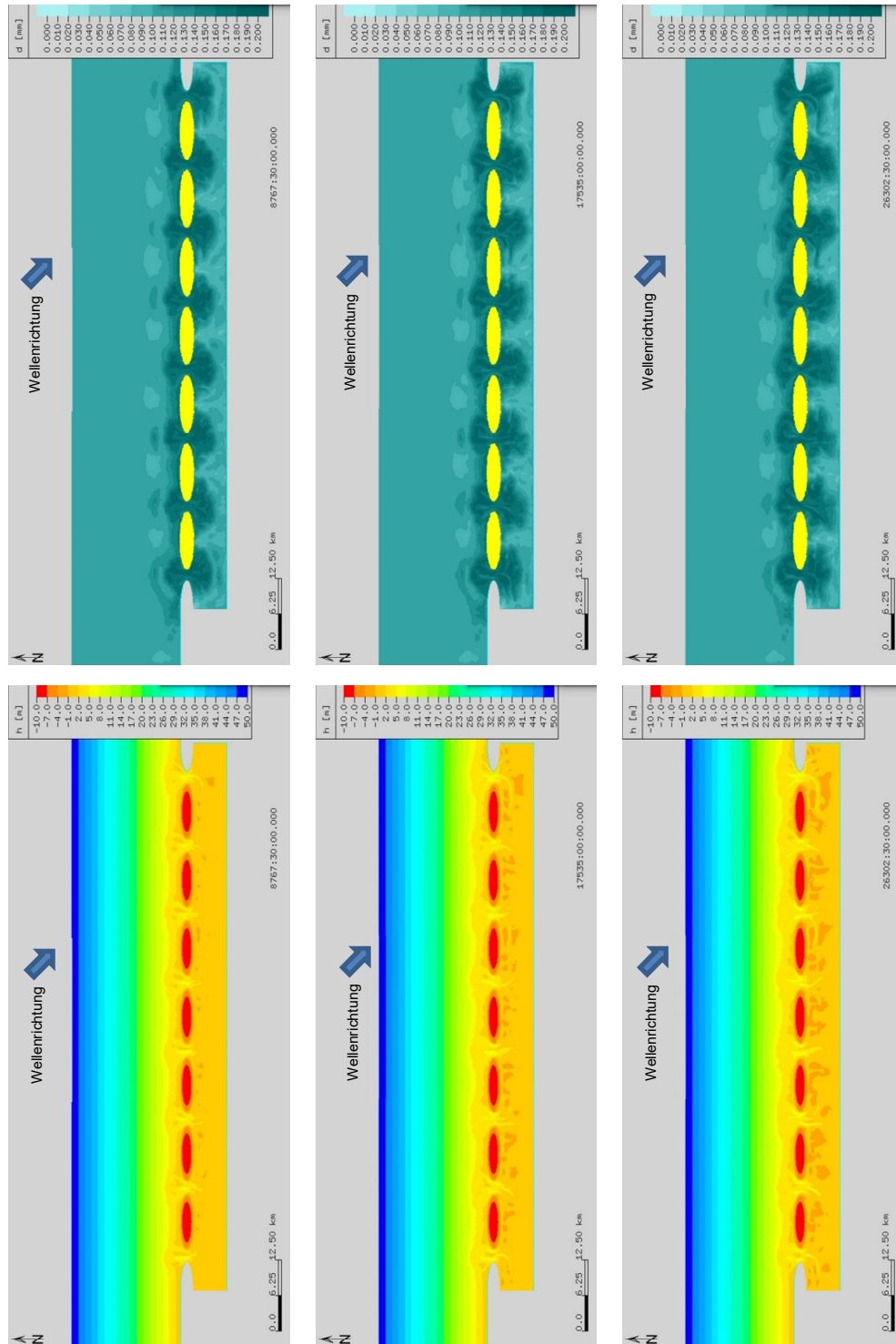


Abbildung 93: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 2 m

Randbedingungen:

- Mit Welle
- Wellenrichtung: aus 0 Grad
- 4 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 1 m

Kiessand:

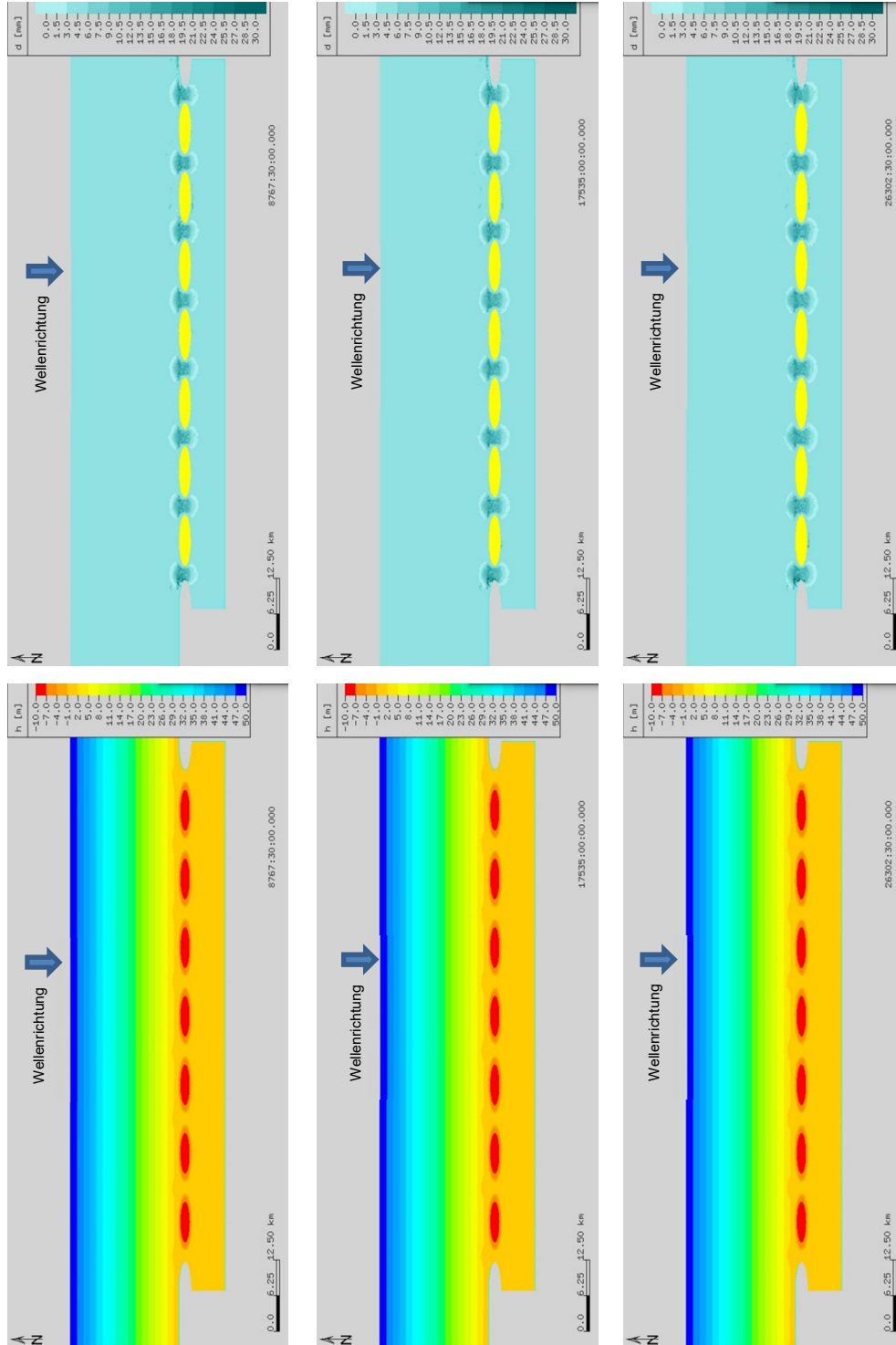


Abbildung 94: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m



Mittelsand:

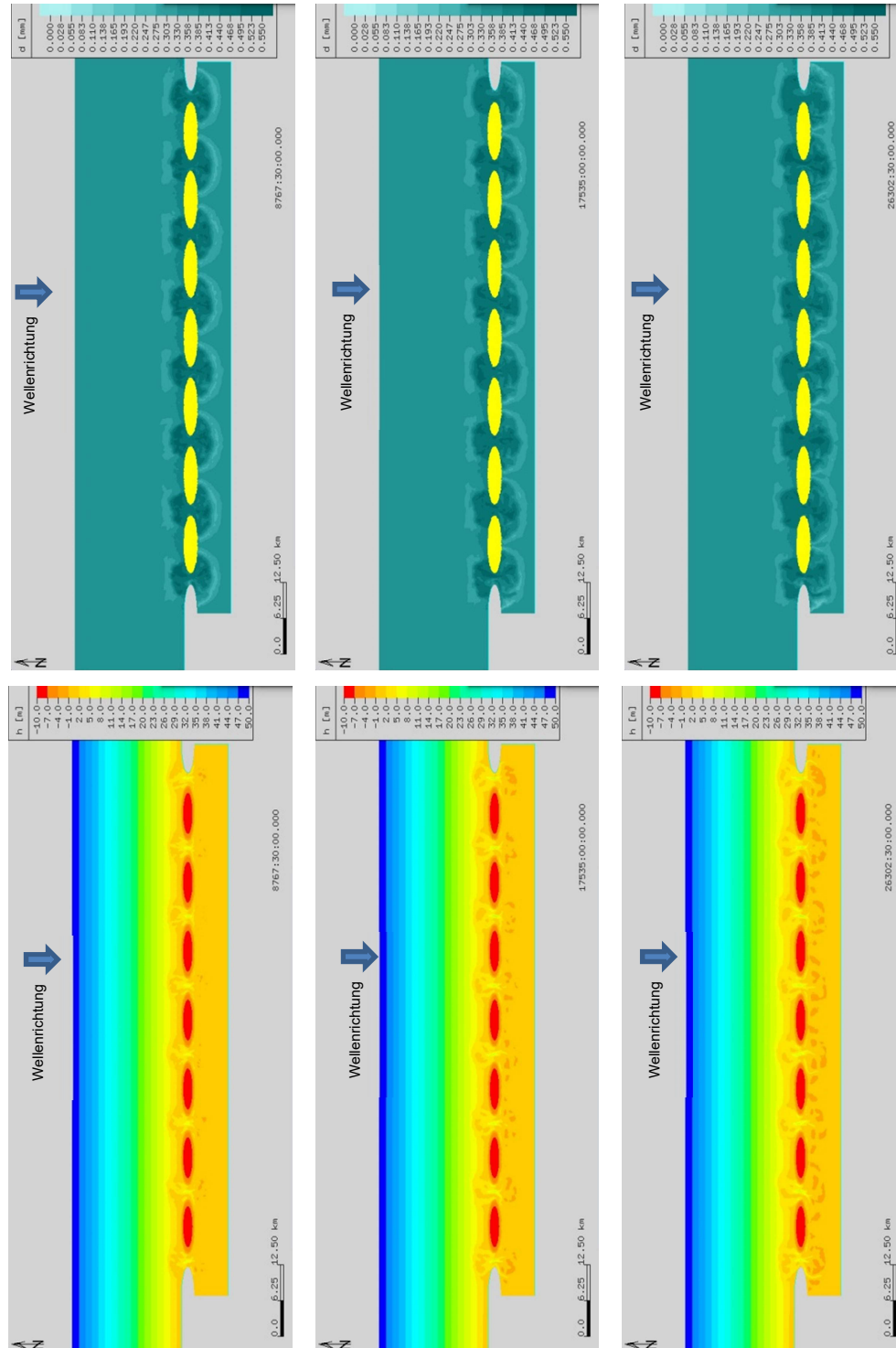


Abbildung 95: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m

Feinsand:

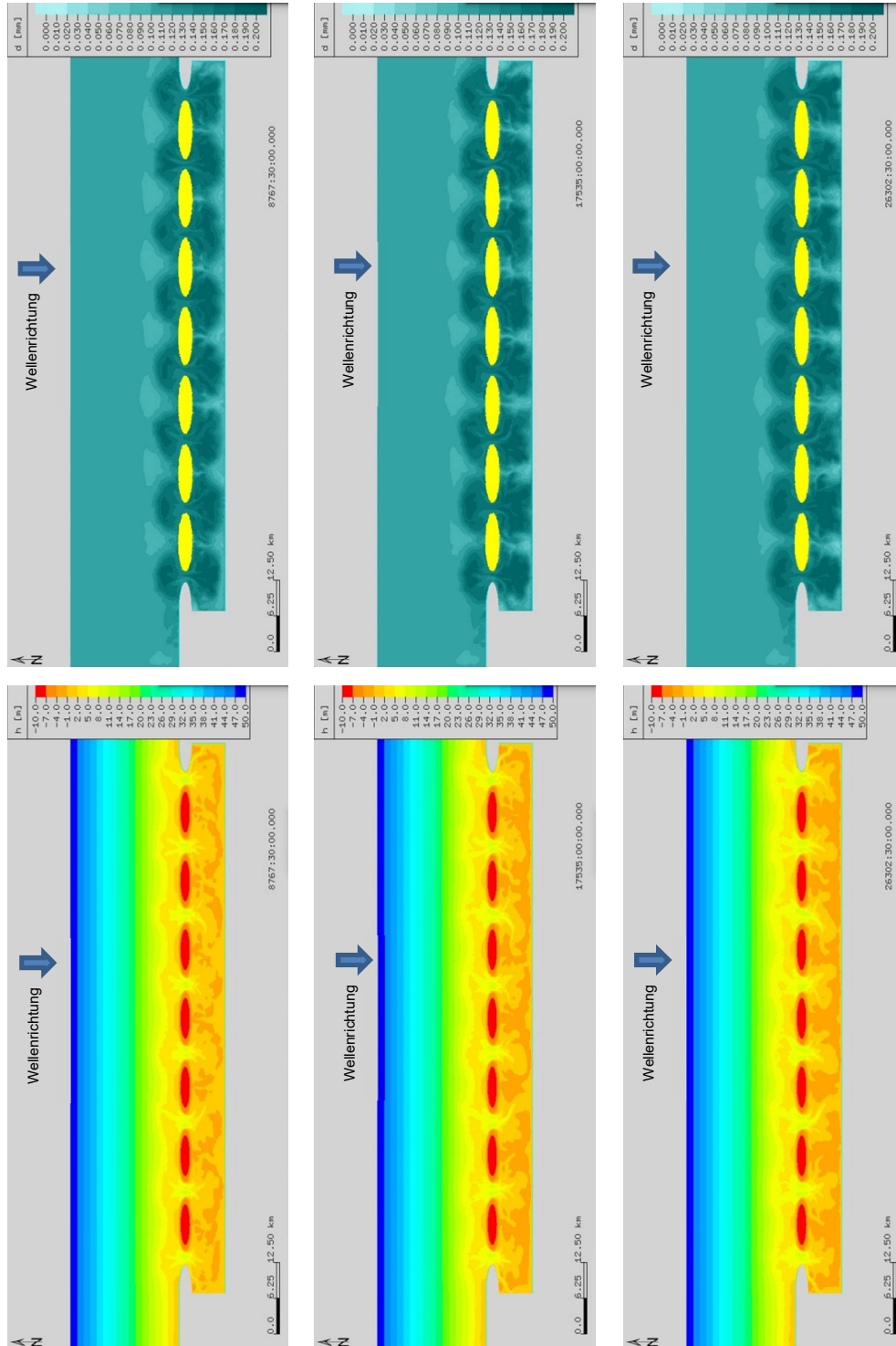


Abbildung 96: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 0° bei einem Tidehub von 4 m



Randbedingungen:

- Mit Welle
- Wellenrichtung: aus 315 Grad
- 4 m Tidehub
- Ruhewasserstand: 1 m

Kiessand:

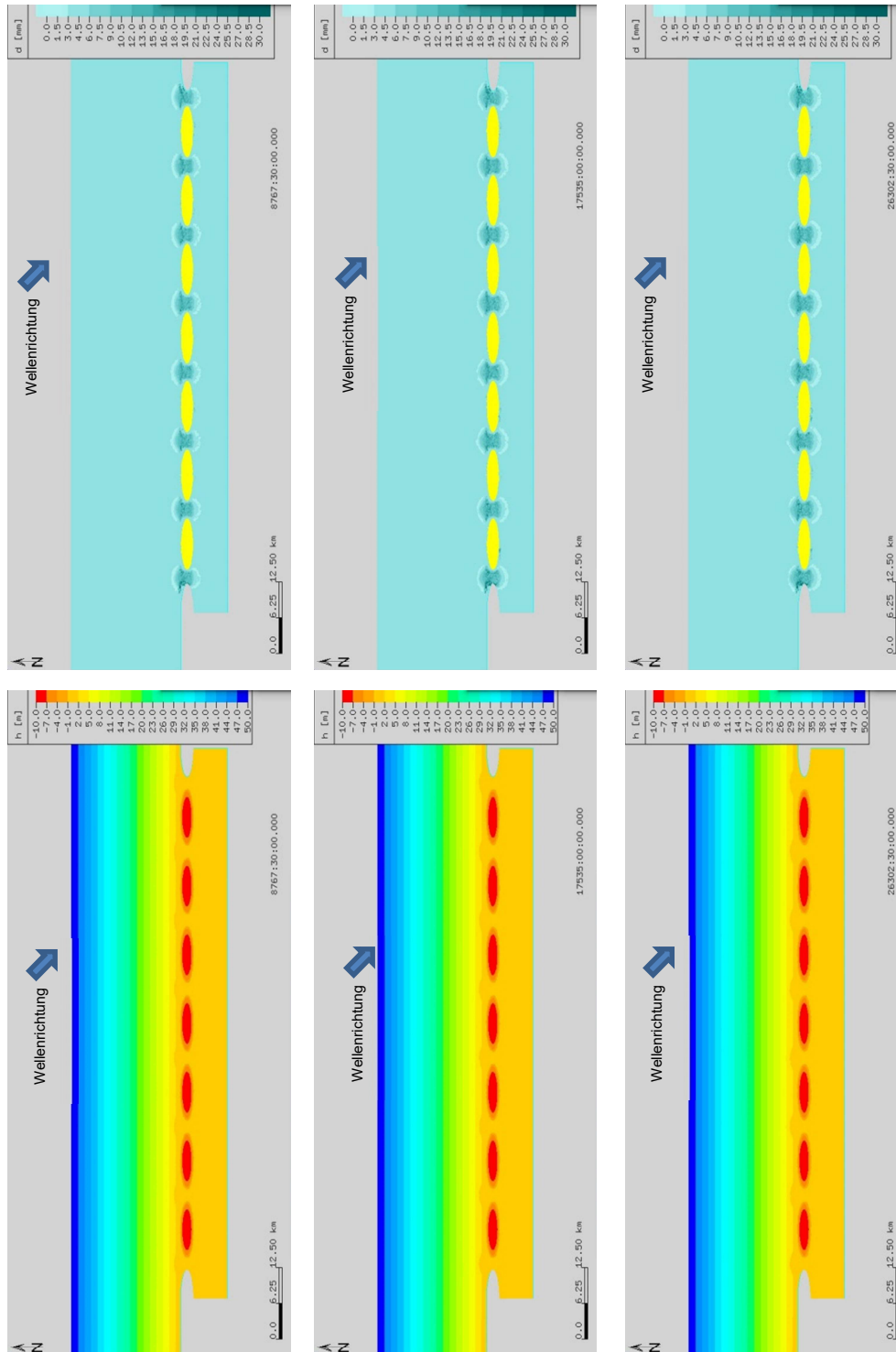


Abbildung 97: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Kiessand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m

Mittelsand:

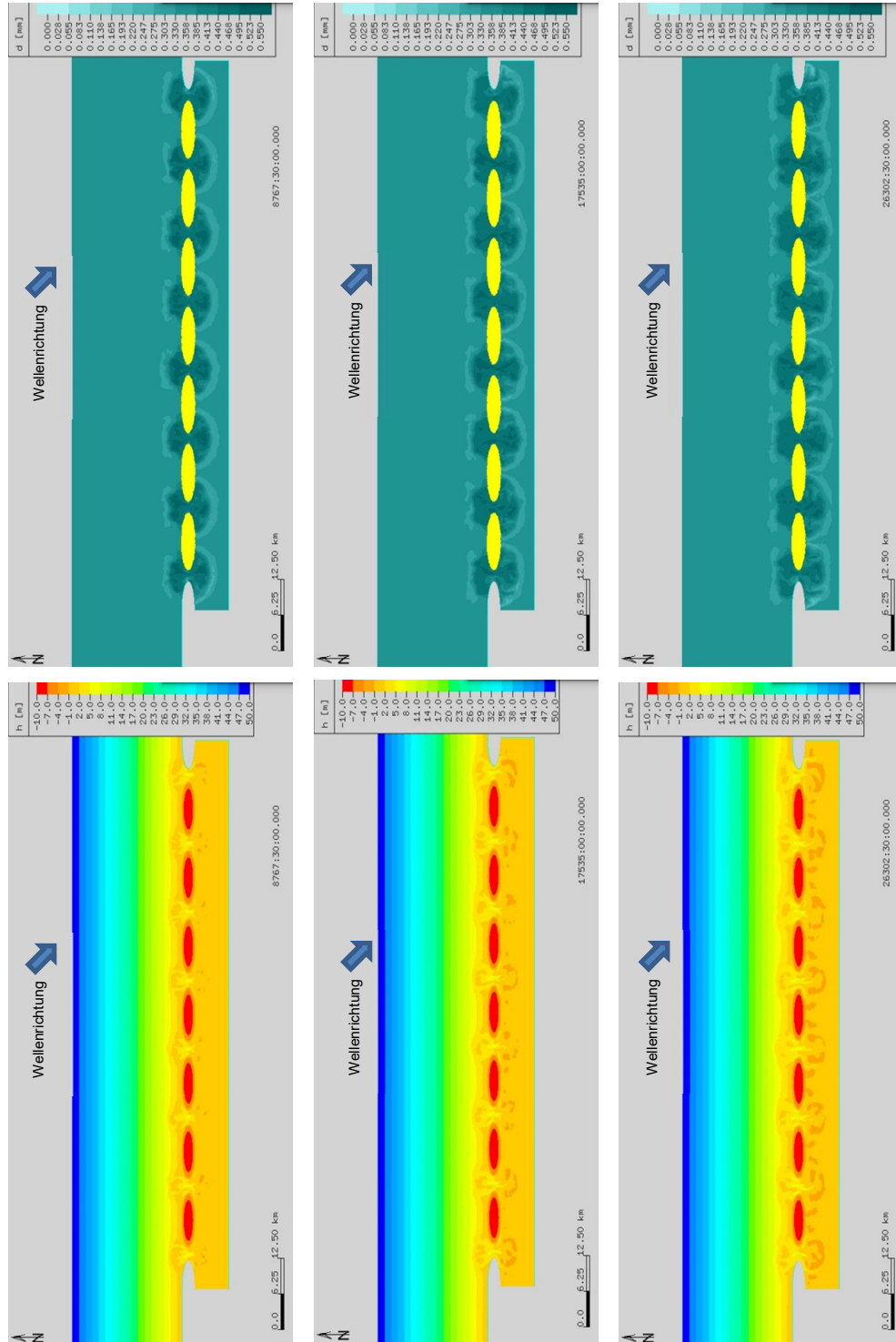


Abbildung 98: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Mittelsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m

Feinsand:

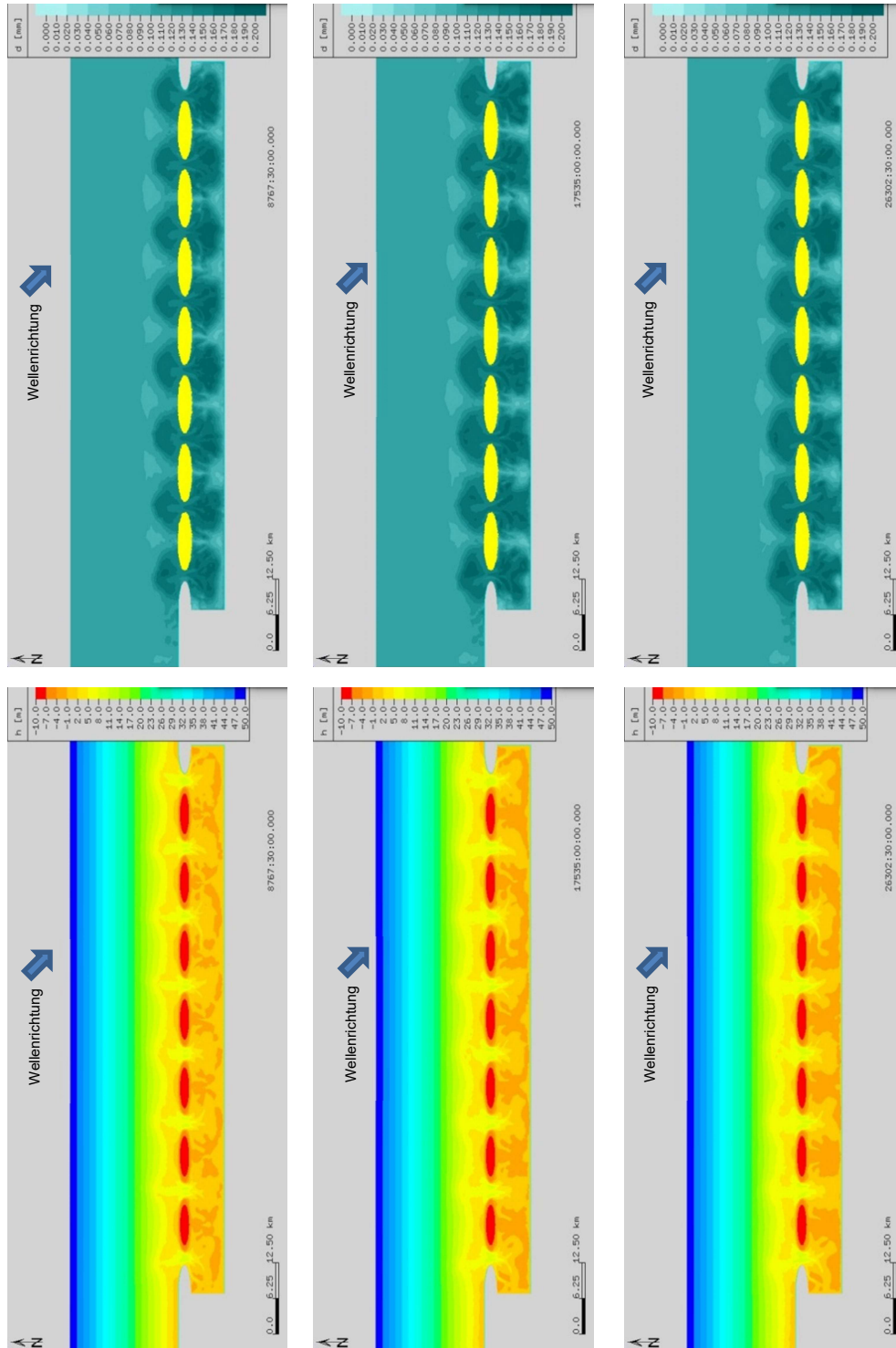


Abbildung 99: Veränderung der Tiefenverteilung (links) und mittleren Korngrößen (rechts) nach ein (oben), zwei (Mitte) und drei (unten) Jahren für Feinsand. Ruhewasserpegel = 1 m, mit Welleneinfluss aus 315° bei einem Tidehub von 4 m

## GESAMTVERZEICHNIS

der bisherigen „Technischen Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik“

*Bestellungen beim  
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung  
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt*

- |  |   |
|--|---|
| <b>Nr. 1/1965</b><br>H. Lacher                 | (vergriffen)<br>Über das Kriechverhalten destillierter Bitumina unter Zugrundelegung der Theorie der linearen Viskosität  |
| <b>Nr. 2/1966</b><br>J. Bock                   | Einfluß der Querschnittsform auf die Widerstandsbeiwerte offener Gerinne  |
| <b>Nr. 3/1967</b><br>P. Unger                  | (vergriffen)<br>Berechnung instationärer Abflußvorgänge in natürlichen Gerinnen unter Verwendung eines von der Gerinneform unabhängigen Rauigkeitsmaßes         |
| <b>Nr. 4/1968</b><br>W. Tiedt                  | (vergriffen)<br>Berechnung des laminaren und turbulenten Reibungswiderstandes konzentrischer und exzentrischer Ringspalte                                       |
| <b>Nr. 5/1969</b><br>R. Schröder<br>B. Scherer | Häufigkeitsanalyse hydrologischer Daten<br>Unverzerrtes Hele-Shaw-Modell für instationäre Grundwasserströmungen mit freier Oberfläche                           |
| <b>Nr. 6/1970</b><br>D. Krause                 | Einfluß der Trassierungselemente auf den Spiegelverlauf in gekrümmten Schussrinnen  |
| <b>Nr. 7/1971</b><br>W. Tiedt                  | Hydrodynamische Untersuchung des Teilfüllungsproblems, Gesetzmäßigkeiten des Abflusses in technisch rauhen Kreisgerinnen bei laminarer und turbulenter Strömung |
| <b>Nr. 8/1972</b><br>M. T. Monzavi             | Widerstandsgesetz auf statistischer Basis für extreme natürliche Rauigkeiten in Druckrohren   |
| <b>Nr. 9/1973</b><br>B. Scherer                | Die Entwicklung und Anwendung eindimensionaler Modelle der zweidimensionalen Grundwasserbewegungen in Fluß-, Graben- und Drainnähe                              |
| <b>Nr. 10/1973</b><br>diverse Autoren          | (vergriffen)<br>Sammlung von Kurzberichten 1965 – 1972  |

- Nr. 11/1974** (vergriffen)  
 E. Zäschke Widerstandsmindernde Wirkung hochmolekularer Zusätze beim Transport Newtonscher Flüssigkeiten in geschlossenen Leitungen  
 R. Schröder u. Über das hydraulische Widerstandsverhalten von Beton- und Stahlbeton-  
 D. Knauf rohren im Übergangsbereich  
 H. Lacher Konstruktionshilfe für Strömungsnetze ebener Potentialströmungen mittels Elementarströmungen  
 H. Lacher u. Einfluß von Teilfüllungsgrad und von Wanddicke des porösen  
 M. T. Monzavi Rohrmantels auf die Ergiebigkeit von Betonfilterrohren  
 H. Lacher u. Untersuchung zur Ermittlung der Abflußleistung poröser Betonfilterrohre  
 K. J. Ueker unter natürlichen Bedingungen  
 G. Euler u. Berechnung von Hochwasserabläufen mit Näherungsverfahren und  
 A. Koussis Anwendung  
 H. Lacher Neuere Methoden der Wissensvermittlung im Fach „Hydraulik“, erläutert am Lehrbeispiel „Hydrostatik räumlich gekrümmter Oberflächen“
- Nr. 12/1974**  
 H. J. Dallwig Fließformeln und Formbeiwert - eine kritische Untersuchung üblicher  
 Berechnungsmethoden für Gerinneströmungen  
 R. Schröder Wirkung periodischer Wandwelligkeiten auf den Strömungswiderstand
- Nr. 13/1974** (vergriffen)  
 D. Belke Die statistische Analyse von Grundwasserständen mit dem Ziel der  
 Extremwertprognose
- Nr. 14/1975** (vergriffen)  
 G. Euler Die Simulation der Niederschlagsaufteilung für Hochwasserabfluß-Modelle
- Nr. 15/1975**  
 A. Koussis Ein verbessertes Näherungsverfahren zur Berechnung von  
 Hochwasserabläufen
- Nr. 16/1975**  
 G. Lass Berechnung von Horizontalfilterbrunnen mit beliebig angeordneten  
 Filterrohren
- Nr. 17/1976** (vergriffen)  
 D. Knauf Die Abflußbildung in schneebedeckten Einzugsgebieten des Mittelgebirges
- Nr. 18/1977**  
 H. Bischoff Die Berechnung von Potentialfeldern mit der Randintegralmethode,  
 dargestellt am Beispiel der ebenen Grundwasserbewegung
- Nr. 19/1977**  
 I. David Grundwasserfassungsanlagen mit Filterrohren
- Nr. 20/1977** (vergriffen)  
 Diverse Autoren Sammlung von Kurzberichten 1972 - 1977
- Nr. 21/1978**  
 O. Gieseler Einfluß der äquivalenten Sandrauhigkeit auf die Lage des Wechselsprungs  
 bei Umlenkung eines frei fallenden runden Flüssigkeitsstrahls an einer  
 ebenen Platte

**Nr. 22/1978**

- R. Schröder      Forschungsarbeiten des Instituts für Hydraulik und Hydrologie  
D. Belke u.      Simulation zur Nutzraumoptimierung einer Talsperre  
G. Euler u.      Ein detailliertes mathematisches Modell zur Simulation von Hochwasserwellen am Beispiel der Nidda
- R. Wackermann  
T. Brandt      Der Austausch von Oberflächen- und Grundwasser  
R. Schröder      Gestaltung von Offshore-Bauwerken für die Kühlwasserversorgung thermischer Kraftwerke
- H. Lacher u.      Zum Problem des Regenwasserabflusses auf Fahrbahnen  
F. Thiele  
W. Tiedt      Druckspüler/Spülkasten - ein Beitrag zur Hydraulik zweier Spülsysteme der Sanitärtechnik
- O. Gieseler      Hydraulische und mechanische Verfahren zur Ermittlung von Rauigkeiten

**Nr. 23/1978**

- A. Holderbaum      Hydraulische Untersuchung zur Ermittlung der Wasserfilmdicken auf berechneten Fahrbahnoberflächen

**Nr. 24/1979**

- T. Brandt      Modell zur Abflußgangliniensimulation unter besonderer Berücksichtigung des grundwasserbürtigen Abflusses

**Nr. 25/1980**

- N. Könnemann      Der wechselseitige Einfluß von Vorland und Flußbett auf das Widerstandsverhalten offener Gerinne mit gegliederten Querschnitten

**Nr. 26/1981**

- R. Wackermann      Ein Rasterverfahren mit flächenvariabler Systemfunktion zur Simulation von Hochwasserganglinien aus großen Einzugsgebieten

**Nr. 27/1981**

- A. Holderbaum      Modellversuche zum Abfluß von Niederschlagswasser auf Verwindungs-Strecken

**Nr. 28/1982**

- H. J. Dallwig      Zur Leistungsfähigkeit von Kelchüberfällen

**Nr. 29/1982**

- R. Schröder      In memoriam Hannes Lacher - Geleitwort  
H. Lacher      Über die viskoelastischen Eigenschaften von destilliertem Bitumen  
H. Lacher u.      Experimentelle Erfahrungen mit Filterrohren als Grundlage ihrer hydraulischen Bemessung  
R. Schröder  
H. Lacher      Grundwasserabfluß mit freier Oberfläche, Auszug aus dem Textbuch zur Technischen Hydraulik
- H. Lacher      Anwendung der Randintegralmethode zur Berechnung der Leistungsfähigkeit von teilgefüllten Rohren  
B. Söhngen  
H. Bischoff  
H. Lacher      Verallgemeinertes Berechnungsverfahren nach Dupuit-Forchheimer für Grundwasserleiter beliebig hoher Durchlässigkeit
- H. Lacher      Anwendung der Feldintegralmethode zur Berechnung der Durchströmung von Steinschüttedämmen  
H. Bischoff  
B. Söhngen  
F. Zior u.      Ein neues Meßverfahren für die Bestimmung der Oberflächenrauigkeit von Kanalwandungen  
H. Lacher  
H. Gerdes u.      Die Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmung mit Mitteln der ebenen Potentialtheorie  
H. Lacher

Fortsetzung Nr. 29/1982

- |                |  |
|----------------|--|
| F. Zior u.     | Entwicklung einer konduktometrischen Sonde zur Messung von         |
| H. Lacher      | Wasserfilmdicken auf Fahrbahnoberflächen                           |
| H. Lacher u.   | Schiffahrtsbedingte Wasserdruckausbreitung in Kanalböschungen      |
| E. Zäschke     |  |
| F. Thiele u.   | Probleme der Straßenentwässerung und neue Bemessungsmethoden       |
| H. Lacher      | Die Berechnung der Ergiebigkeit von Drainagesystemen in horizontal |
| B. Söhngen,    | ausgedehnten Grundwassersystemen                                   |
| H. Bischoff u. |  |
| H. Lacher      | Zur Begründung der Konzentrationszeit aus der Sicht der Hydraulik  |
| H. Lacher      | Humor im Wasserbaulichen Versuchswesen: Versuchsanordnung zur      |
|                | Bestimmung der äquivalenten Sandrauhigkeit von Steinzeugrohren     |

**Nr. 30/1983**

- |                 |  |
|-----------------|--|
| Diverse Autoren | Sammlung von Kurzberichten 1978 - 1983 |
|-----------------|--|

**Nr. 31/1983**

- |           |   |
|-----------|---|
| F. Thiele | Fahrbahnlängsentwässerung im Straßengerinne und ein Entwurf für |
|           | zukünftige Richtlinien zur Bemessung                            |

**Nr. 32/1984**

- |          |   |
|----------|---|
| U. Höfer | Beginn der Sedimentbewegung bei Gewässersohlen mit Riffeln oder |
|          | Dünen   |

**Nr. 33/1985**

- |                |   |
|----------------|---|
| G. Euler       | Die Berechnung des Schmutzwasserabflusses aus Niederschlägen: |
| C. Heinzelmann | Eine vergleichende Darstellung und Wertung der Modellansätze  |
| D. Jacobi      |   |

**Nr. 34/1985**

- |           |  |
|-----------|--|
| H. Gerdes | Berechnung dreidimensionaler Grundwasserströmung mit Mitteln der |
|           | ebenen Potentialtheorie am Beispiel des Sickerstollens           |

**Nr. 35/1986**

- |                 |   |
|-----------------|---|
| Diverse Autoren | Stofftransport im Wasser - Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium |
|                 | 1985: Zusammenstellung der Referate                               |

**Nr. 36/1986**

- |             |  |
|-------------|--|
| R. Schröder | Diskontinuierliche Abflußvorgänge in Freispiegelrinnen: Randwalzen |
| R. Schröder | Die turbulente Strömung im freien Wechselsprung: Deckwalze         |
| C. Kraus    | Walzenbildung im Kolk  |

**Nr. 37/1987**

- |                |   |
|----------------|---|
| C. Heinzelmann | Transportbeginn auf geriffelter Sohle unter dem Einfluß einer stationär |
| U. Höfer       | gleichförmigen Strömung mit überlagerter Schwallwelle                   |

**Nr. 38/1987**

- |         |   |
|---------|---|
| F. Zior | Regenwasserabfluß auf Fahrbahnoberflächen: experimentelle und |
|         | theoretische Untersuchungen                                   |

**Nr. 39/1987**

- |            |   |
|------------|---|
| B. Söhngen | Das Formbeiwertkonzept zur Berechnung des Fließwiderstandes in Rohren |
|            | und Gerinnen  |

**Nr. 40/1988**

Diverse Autoren Lösungsansätze zu aktuellen Problemen im Wasserbau - Darmstädter  
Wasserbauliches Kolloquium 1987: Zusammenstellung der Referate

**Nr. 41/1987**

G. J. Weiß Abfluß- und Wasserstandssteuerung in offenen Gerinnen mit Hilfe  
selbstregulierender Schwimmkörper

**Nr. 42/1989**

H. Zaiß Simulation ereignisspezifischer Einflüsse des Niederschlag-Abfluß-  
Prozesses von Hochwasserereignissen kleiner Einzugsgebiete mit  
Niederschlag-Abfluß-Modellen

**Nr. 43/1990**

Diverse Autoren Hydraulik und Hydrologie im Stadtbauwesen - Darmstädter  
Wasserbauliches Kolloquium 1989: Zusammenstellung der Referate

**Nr. 44/1990**

H. Wegner Steuerung für kleine Hochwasserschutzräume

**Nr. 45/1991**

U. Drechsel Repräsentanz und Übertragbarkeit von Niederschlagsersatz-belastungen  
zur Durchführung von Schmutzfrachtberechnungen

**Nr. 46/1991**

J. Lang Analyse und Simulation des Feuchtekontinuums auf Straßenoberflächen

**Nr. 47/1992**

G. J. Weiß Sohlenbeanspruchung und Sedimenttransport unter Einzelwellen

**Nr. 48/1992**

C. Heinzelmann Hydraulische Untersuchung über den Einfluß benthischer Diatomeenfilme  
auf Strömungswiderstand und Transportbeginn ebener Sandsohlen

**Nr. 49/1993**

J. Kühlborn Wachstum und Wanderung von Sedimentriffeln

**Nr. 50/1995**

M. Schuster Transportkritische Schubspannungen bei verschiedenen Sohlenzuständen,  
insbesondere unter Einzelwellenbelastung bei stationärer Grundströmung

**Nr. 51/1993**

(vergriffen)

Diverse Autoren Dezentraler Hochwasserrückhalt - Darmstädter Wasserbauliches  
Kolloquium 1992: Zusammenstellung der Referate

**Nr. 52/1994**

N. Engel Hydrologische Simulation der Abflußtransformation in  
Kanalisationsnetzen

**Nr. 53/1995**

Diverse Autoren Die modellgestützte Bewirtschaftung intensiv genutzter Einzugsgebiete -  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1994: Zusammenstellung der  
Referate



**Nr. 54/1996**

S. Wallisch

Ein mathematisches Modell zur Berechnung der hydromechanischen Beanspruchung von Riffelsohlen

**GESAMTVERZEICHNIS (ISSN 0340-4005)**  
der bisherigen Wasserbau-Mitteilungen der TH Darmstadt  
(teilweise Kurztitel)

*Bestellungen beim  
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik  
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt  
Selbstkostenpreis EURO 20,- je Heft*

- Heft 1/März 66** (vergriffen)  
Bassler, F. Vorwort des Herausgebers  
Linder, R. Hochwasserentlastung von Staustufen durch Schiffsschleusen  
Bassler, F. Beginnt die Epoche der Gezeitenkraftwerke?  
Elshazli, S. Die Bedeutung der Wasserkraft für die ägyptische Wirtschaft
- Heft 2/Juli 67** (vergriffen)  
Uhlig, D. Probleme des landwirtschaftlichen Wasserbaus in Lybien  
Bassler, F. Eindrücke vom ICID-Kongreß in Indien  
Sauer, H.-D. Zentral messendes Wasserstands-Registriergerät für Modelle mit instationärer Strömung  
Bassler, F. Die Nutzung von Meerwasser in der Kattara-Senke/Ägypten
- Heft 3/Dez. 68** (vergriffen)  
Müller, J. Weltregister der Pumpspeicherkraftwerke  
Bassler, F. Wasserwirtschaftliche Sonderaufgaben in Entwicklungsländern  
Bayer, E. Die Versuchseinrichtungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Mäder, Ch. Die Exkursionen des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Bassler, F. Scheme for Qattara Depression/Egypt
- Heft 4/Aug. 69**  
Bayer, E. Gestaltung der Rampenbauwerke für Flussfähren
- Heft 5/Nov. 69**  
Sauer, H.-D. Industriewasserentnahme aus schwebstoffreichen Flüssen
- Heft 6/Okt. 70**  
Schröder, W. Ausbaugefällebemessung alluvialer Bachstrecken nach dem Sandtransportvermögen
- Heft 7/Febr. 71**  
Müller, J. Auswirkungen eines Unterbeckens für Pumpspeicherung auf die Wasserwirtschaft  
Bassler, F. Nuklearausbruch und Pumpspeicherung als Kostenfaktoren der Wasserkraftanlage in der Kattara-Senke/Ägypten
- Heft 8/Juli 71**  
Bassler, F. 10 Jahre Lehre und Forschung in Wasserbau und Wasserwirtschaft an der Technischen Hochschule Darmstadt  
Mäder, Ch. Modellversuche zur Umgestaltung des Mains bei Aschaffenburg  
Schmidtke, R. Projektstudie zur Regelung des Rio Mantaro in der Hochebene von Huancayo/Peru  
Schröder, W. Projektstudie zur Ufersicherung am Amazonas bei Iquitos/Peru  
Sulser, P. Gedanken zu den Exkursionen eines Wasserbaulehrstuhls

Fortsetzung Heft 8/Juli 71

- Täubert, U. Modellversuche für Hochwasserentlastungsanlage Staudamm Poza Honda/Ecuador  
Uhlig, D. Das Bewässerungsprojekt Al Hassa/Saudi Arabien  
Bassler, F. Studieneinführung Bauingenieurwesen, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft

**Heft 9/Nov. 71**

- Mäder, Ch. Strömungen durch Luftblasenschleier in stehenden und fließenden Gewässern

**Heft 10/Aug. 72**

- Schmidtke, R. Ein Kostenzurechnungsmodell für wasserwirtschaftliche Mehrzweckprojekte

**Heft 11/Dez. 73**

- (vergriffen)  
Sulser, P. Berührungslose Wasserstandsmessung mittels kontinuierlicher Kondensatorumladung  
Börner, R. Internationale Pumpspeicherbibliographie 1900 bis 1960  
Bassler, F. Solar Depression Power Plant of Qattara/Egypt  
Täubert, U. Der Abfluß in Schußrinnenversuchen  
Bassler, F. Pumpspeicherkraftwerke an schiffbaren Wasserstraßen u. a.

**Heft 12/Apr. 74**

- Täubert, U. Wasserwirtschaftliche Systemanalyse des Wärmehaushalts von Flüssen

**Heft 13/Dez. 75**

- (vergriffen)  
Bassler, F. Neue Vorschläge für die Entwicklung der Kattara-Senke/Ägypten  
Bassler, F. New Proposals to Develop Qattara Depression/Egypt  
Börner, R. Moorentwässerung in Finnland  
Börner, R. Internationale Pumpspeicherbibliographie 1961 bis 1965  
Gräb, E. Konstruktion und Umbau einer Kipprinne  
Sulser, P. Die Wasserbau-Exkursionen des Instituts in den Jahren 1970 bis 1975, Forschungsvorhaben und Veröffentlichungen 1970 bis 1975

**Heft 14/März 77**

- Kriesel, E. Wasserwirtschaftliche Aspekte thermischer Energiequellen

**Heft 15/Mai 77**

- Börner, R. Einsatzmöglichkeiten der Mehrzweckpumpspeicherung in Entwicklungsländern

**Heft 16/Juli 77**

- (vergriffen)  
Franzius, V. Der Sickerwasserabfluß aus Mülldeponien - Ein mathematisches Modell

**Heft 17/ Aug. 77**

- (vergriffen)  
Tönsmann, F. Verringerung des Feststoffbetriebs in Entnahmebauwerken an Bächen

**Heft 18/Dez. 77**

- (vergriffen)  
Bassler, F.D. ie Energiequellen Fluss- und Meerwasser  
Bassler, F. Speisung der Schiffahrtskanäle mit Scheitelhaltung  
u.a.  
Bassler, F. 100 Jahre Bauingenieurwesen Arab Republic of Egypt : Qattara Depression  
Bassler, F. Tätigkeiten als Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft

**Heft 19/Dez. 78**

- Sulser, P. Drucklufteinleitung in Flüsse zur Steuerung des Geschiebetransports

- Heft 20/Juni 79** (vergriffen)  
Friedrich Bassler 70 Jahre/Ansprache und Aufsätze zu seiner Emeritierung
- Heft 21/März 81**  
Döring, M. Einflüsse der Wassernutzung thermischer Kraftwerke auf Gewässer
- Heft 22/Aug. 83**  
Albert, W. Solarteich - Kollektor und Wärmespeicher  
Gonsowski, P. Bodenluftkompression bei Wasserinfiltration  
Gonsowski, P. Selbstdichtung von Fließgewässern  
Kaiser, W. Modellversuch HW-Entlastung Sösetalsperre  
Wieland, H.  
Krier, H. Erfahrungen bei Beregnungsanlagen im Hessischen Ried  
Krier, H. Erosionsbeginn bei kohäsiver Wasserlaufsohle  
Wieland, H. Modellversuch zur Hochwasser-Entlastung der Kulmke-Sperre/Harz
- Heft 23/Sep. 84** (vergriffen)  
Kaiser, W. Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit durchströmten Ufergehölzzonen
- Heft 24/Feb. 85** (vergriffen)  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1984 „Hochwasser am Oberrhein“
- Heft 25/Aug. 87**  
Wieland, H. Hydraulische Bemessung von Tosbecken für Überfallstrahlen und der Druckbelastung der Sohle
- Heft 26/Feb. 87** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1986 „Planungsansätze Ökologie - Wasserwirtschaft, so nicht! - wie dann?“
- Heft 27/Juli 87**  
Krier, H. Zum Langzeiterosionsverhalten kohäsiver Fließgewässersohlen
- Heft 28/Sep. 87**  
Gonsowski, P. Der Einfluß der Bodenluftkompression auf die vertikale Infiltration von Wasser in Sanden
- Heft 29/Dez. 89** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1988 `Fließgewässer – Stillgewässer
- Heft 30/Dez.89** (vergriffen)  
Albert, W. Die Gebietsverdunstung von Waldstandorten aus der Simulation von Grundwasserganglinien mit klimatischem Bodenwasserhaushaltsmodell
- Heft 31/Feb. 90**  
Weiß, J. Berücksichtigung der Hysterse der Wasserspannung bei der Berechnung der vertikalen Wasserbewegung in natürlichen Sandböden
- Heft 32/März 90** Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Dr.-Ing. Josef Mock

- Heft 33/Aug. 90**  
Theune, Ch. Hydrological and Economical Aspects of Agronomically Productive Percolation Systems
- Heft 34/Dez. 90** (vergriffen)  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1990  
Umweltverträglichkeitsprüfung in der Wasserwirtschaft
- Heft 35/Nov. 91** (vergriffen)  
Nuding, A. Fließwiderstandsverhalten in Gerinnen mit Ufergebüsch - Entwicklung eines Fließgesetzes für Fließgewässer mit und ohne Gehölzufer, unter besonderer Berücksichtigung von Ufergebüsch
- Heft 36/Dez. 91** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1991 „Boden- und Grundwasserschutz - anwendungsorientierte Forschung und Verfahren“
- Heft 37/März 92**  
Zimmermann, E. Phänomenologische Untersuchungen bei der Erosion einer kohäsiven Sohle
- Heft 38/Dez. 93** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1993 `Ökologisch orientierte Gewässersanierung und -pflege
- Heft 39/Dez. 93**  
Ruiz  
Rodriguez, E. Bodenluftströmung in teilgesättigten Böden
- Heft 40/Dez. 95** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1995 „Hochwassergefahren am Oberrhein“ und Fachseminar „Abflußabhängigkeit der morphologischen und biologischen Verhältnisse von Fließgewässern bei Niedrigwasser“
- Heft 41/Juli 99**  
von der Hude Die Kapillarsperre als Oberflächenabdichtungssystem von Deponien und Altlasten - Rinnenversuche und Bemessungsregeln

Die Reihe der „Wasserbau-Mitteilungen der TH Darmstadt“ wird zusammen mit den „Technischen Berichten über Ingenieurhydrologie und Hydraulik“ als **„Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt“** (ISSN 1430-3434) fortgesetzt. Die neue Nummerierung ergibt sich aus der Summe der Hefte beider Vorgängerreihen.

# Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt

## GESAMTVERZEICHNIS (ISSN 1430-3434)

*Selbstkostenpreis EURO 20,- je Heft. Bestellungen beim*

*Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung  
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt*

*oder*

*Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Wasserbau und Hydraulik  
Franziska-Braun-Straße 7, D-64287 Darmstadt*

- Heft 96/1996** (vergriffen)  
Träbing, K. Ökomorphologische Kenngrößen für die Strukturvielfalt von Fließgewässern
- Heft 97/1997**  
Jelinek, D. Die Kapillarsperre als Oberflächenbarriere für Deponien und Altlasten - Langzeitstudien und praktische Erfahrungen in Feldversuchen
- Heft 98/1997**  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1996 `Numerische Simulationen im Wasserbau
- Heft 99/1997**  
Berichte zur Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung
- Heft 100/1998**  
Kilian, T. Abflußcharakteristika und potentiell natürliche Gerinnegrundrißformen hessischer Fließgewässer
- Heft 101/1997**  
Döring, M. Die römische Wasserleitung von Pondel im Val d'Aosta/Italien. Bestandsaufnahme des Bauwerks aus dem Jahre 3 v. Chr.
- Heft 102/1998**  
Schmidt, T.R. Einfluß der Wandrauigkeitsstruktur auf die Geschwindigkeitsverteilung ausgebildeter, turbulenter Strömungen in Kreisrohren
- Heft 103/1998**  
Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1997 „Betrieb und Steuerung von Speichern und Stauhaltungen unter sich ändernden Randbedingungen“
- Heft 104/1998**  
Bettmann, T. Dezentrale Regenwasserbewirtschaftung und deren Auswirkungen auf die Regenwasserbehandlung in urbanen Gewässereinzugsgebieten
- Heft 105/1998**  
Seid, A.H. Modelling the Influence of Shrinkage Cracks on Overland Flow
- Heft 106/1999** (Nachdruck)  
Zanke, U. Zur Physik von strömungsgetriebenem Sediment (Geschiebetrieb)
- Heft 107/1999**  
Obermann, I. Modellierung des Wasserhaushaltes von Deponien vorbehandelter Siedlungsabfälle

<b>Heft 108/1999</b>	Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1998 Mischwasserbehandlung - Planung, Prüfung, Vollzug -
<b>Heft 109/2000</b> Kämpf, M.	Fließprozesse in Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten - Grundlagen zur hydraulischen Bemessung
<b>Heft 110/2000</b> Lempert, M.	Ein GIS gekoppeltes rasterbasiertes Modell zur Berechnung des Wasserhaushaltes kleiner Einzugsgebiete
<b>Heft 111/2000</b>	(vergriffen) Darmstädter Wasserbauliche Kolloquium 1999 „Fließ- und Ausbreitungsvorgänge in aquatischen Grenzräumen“
<b>Heft 112/2000</b>	100-Jahr-Feier des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft mit Festvortrag von Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h. J. Plate
<b>Heft 113/2000</b> Mehler, R.	(vergriffen) Mischwasserbehandlung - Verfahren und Modellierung
<b>Heft 114/2000</b> Lenk, M.	(Nachdruck) Hydraulische Austauschvorgänge zwischen fließender Welle und Interstitial - Felduntersuchungen in einer Pool-Riffle-Sequenz an der oberen Lahn
<b>Heft 115/2000</b> Saenger, N.	(Nachdruck) Identifikation von Austauschprozessen zwischen Fließgewässer und hyporheischer Zone
<b>Heft 116/2000</b> Sieker, H.	Generelle Planung der Regenwasserbewirtschaftung in Siedlungsgebieten
<b>Heft 117/2001</b> Hailu, D.	Optimal planning and water management of irrigation systems
<b>Heft 118/2001</b> Lohr, H.	Simulation, Bewertung und Optimierung von Betriebsregeln für wasserwirtschaftliche Speichersysteme
<b>Heft 119/2001</b> Bente, St.	Eine Software-gestützte Methodik zur Voreinschätzung der wasserwirtschaftlichen Auswirkungen von Maßnahmen der naturnahen Regenwasserbewirtschaftung
<b>Heft 120/2001</b> Zanke, U.	Zum Einfluß der Turbulenz auf den Beginn der Sedimentbewegung
<b>Heft 121/2002</b> Hirschhäuser, T., Zanke, U.	Morphologische Langfristprognose für das System Tidebecken-Außensände am Beispiel Sylts und der Dithmarscher Bucht
<b>Heft 122/2002</b>	Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2000 Integrierte Gewässerbewirtschaftung in Verwaltung, Wissenschaft und Praxis
<b>Heft 123/2002</b> Kraus, T.	Rauheitsänderung durch Biofilmbewuchs in Druckrohrleitungen
<b>Heft 124/2002</b> Luckner, T.	Zum Bewegungsbeginn von Sedimenten

- Heft 125/2002**  
Holfelder, T. Temperaturbeeinflusste Transportprozesse in Kapillarsperren zur Oberflächenabdichtung von Deponien und Altlasten
- Heft 126/2003**  
Mewis, P. Morphodynamisch-numerische Modellierung von Flußkurven
- Heft 127/2003**  
Wetzstein, A. Berechnung von Entlastungsabflüssen an gedrosselten Streichwehren auf der Basis von gemessenen Wasserständen
- Heft 128/2003**  
Hirschhäuser, T. Sedimentologische und biologische Aspekte der morphodynamischen Modellierung von Tidebecken
- Heft 129/2003** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2003 „Hochwasserschutz“
- Heft 130/2003** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 2001  
Aktuelle Themen aus Hydromechanik, Wasserbau und Hydrologie
- Heft 131/2003**  
Witting, M. Simulation von Küstenlängs- und Küstenquertransport im 2DH-morphodynamischen Modell TIMOR3
- Heft 132/2003**  
Krebs, M. Untersuchung instationärer oszillierender Strömungen in buhnenverbauten Flußabschnitten und ihre Bedeutung für morphodynamische Berechnungen
- Heft 133/2004**  
Kudo, Eiji Sustainable Water Management in an Urbanizing River Basin in Japan, Based on Integrated Modeling Technique
- Heft 134/2005**  
Gebrewubet, Y. Numerical Modeling of Koka Reservoir Sedimentation
- Heft 135/2006**  
Schadrac, I. Nouvelle approche méthodologique pour l'analyse de la sécurité hydrologique des barrages en contexte sahélien soumis à une variabilité climatique
- Heft 136/2006**  
Link, O. Untersuchung der Kolkung an einem schlanken zylindrischen Pfeiler in sandigem Boden
- Heft 137/2006**  
Muschalla, D. Evolutionäre multikriterielle Optimierung komplexer wasserwirtschaftlicher Systeme
- Heft 138/2006**  
Klawitter, A. Ein Modellkonzept zur integrativen Betrachtung von Urban- und Ruralhydrologie auf Einzugsgebietsebene
- Heft 139/2006** Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium / DWA-Seminar 2005  
„Feststofftransportmodelle“
- Heft 140/2006**  
Wurpts, A. Numerische Simulation von Dichteeffekten am Beispiel der Umlagerung von Baggergut im Ästuarbereich



- Heft 141/2007**  
Seydell, I. Einlagerung von Feinstoffen in eine Flusssohle und Wasseraustausch zwischen Fluss und Interstitial – Naturuntersuchungen an einer Kiesquerbank der Lahn bei Marburg
- Heft 142/2007**  
Döring, M. Römische Häfen, Aquädukte und Zisternen in Campanien: Bestandsaufnahme der antiken Wasserbauten
- Heft 143/2007**  
Winterscheid, A. Szenariotechnik im Hochwasserrisikomanagement
- Heft 144/2008**  
Zanke, U.C.E. On Applicability of Morphodynamic Acceleration in Morphodynamic Simulations
- Heft 145/2009**  
Schröter, K.A. Contribution to the Uncertainty Analysis of Distributed Hydrological Models
- Heft 146/2009**  
Roland, A. Entwicklung von WWM II -Zur Seegangmodellierung auf unregelmäßigen Gitternetzen-
- Heft 147/2009**  
Wiesemann, J.-U. Zum Sedimenttransport auf quergeneigter Sohle
- Heft 148/2009**  
Zhou, X. Morphodynamic Response of Yangtze River Estuary to Sea Level Rise and Human Interferences
- Heft 149/2011**  
Diab, R. ExperimentallInvestigation on Scouring around Piers of different Shape and Alignment in Gravel
- Heft 150/2015**  
Nasner, H.  
Pieper, R.  
Torn, P. Sedimentation in Brackwasserhäfen
- Heft 151/2015**  
Kubetzek, T. Erosion an geotextilbewehrten Deichen bei langeinstauenden Hochwassern und Deichüberströmung
- Heft 152/2016**  
Schneider, S. Funktionsanalyse und Wirkungsoptimierung einer Wasserdruckmaschine
- Heft 153/2017**  
Dietsch, H. Entwicklung des Mekong in eine bedeutende internationale Schifffahrtsstraße
- Heft 154/2018**  
Dahlem, J.-G. Zur gekoppelten morphologischen Simulation der Dynamik sandiger Küsten unter Strömungs- und Seegangseinfluss

**ISSN-Nr.: 1430-3434**